

Tie- ja vesirakennushallitus 1970

MAARAKENNUSALAN TUTKIMUS- JA SUUNNITTELUOHJEITA

osa IV



MAARAKENNUSALAN TUTKIMUS- JA SUUNNITTELUOHJEITA

osa IV

geoteknillinen suunnittelu ja perustamismenetelmät

Tämä kirja on neljäs osa viisiosaisesta sarjasta, jonka muodostavat:

- I maaperä ja sen tutkimismenetelmät
- II laboratoriotutkimukset
- III tutkimustöiden suunnittelu ja järjestely
- IV geoteknillinen suunnittelu ja perustamismenetelmät
- V materiaalit, massojen käyttö ja työmenetelmät

OSA IV. SISÄLLYSLUETTELO

1.	GEOTEKNILLINEN TEORIA	9
1.1	Maassa vallitsevat jännitykset	10
1.2	Maan leikkauslujuus	12
1.21	Leikkauslujuuden luonne eri maalajeissa	12
1.22	Leikkauslujuuden määrittäminen	13
1.221	Kuivattamaton leikkauslujuus	13
1.222	Kuivatettu leikkauslujuus	14
1.3	Vakavuuslaskelmien perusteet	15
1.31	Vakavuuslaskelman yleinen periaate	15
1.32	Laskumenetelmän valinta	17
1.4	Vakavuuslaskelmien suorittaminen	18
1.41	Analyttinen $\sigma = 0$ menetelmä ympyrän muotoisille liukupinnoille	18
1.42	Graafinen $\sigma = 0$ menetelmä ympyrän muotoisille liukupinnoille	21
1.43	$\sigma = 0$ menetelmä yhdistetyille liukupinnoille	25
1.44	Analyttinen $c-\sigma$ menetelmä ympyrän muotoisille liukupinnoille	25
1.45	Graafinen $c-\sigma$ menetelmä ympyrän muotoisille liukupinnoille	28
1.46	$c-\sigma$ menetelmä yhdistetyille liukupinnoille	28
1.47	Tietokoneiden käyttö	41
1.48	Kantavuuskaavat	41
1.5	Maanpaine	43
1.51	Maanpaineen lajit	43
1.52	Maanpaineen kuormittamien rakenteiden suunnittelu	45
1.53	Jäykkään tukimuuriin kohdistuva maanpaine	46
1.54	Ankkuroituun tukiseinään kohdistuva paine	49
1.55	Peruskuopan suojaseinään kohdistuva maanpaine	50
1.56	Vedenpaine	50
1.57	Maanpaineen kuormittamien rakenteiden vakavuus	52
1.6	Painumalaskelmien perusteet	53
1.61	Jännitysten jakautuminen maapohjassa	53
1.62	Painumalajit	56
1.621	Alkupainuma	56
1.622	Konsolidaatiopainuma	56
1.623	Sekundäärinen painuma	59
1.624	Plastiset muodonmuutokset	60
1.63	Painumien luonne eri maalajeilla	60
1.64	Maan painumisominaisuuksien arvioiminen	61
1.7	Painumalaskelmien suorittaminen	68
1.71	Kohesiomaalajien painumat	68
1.711	Kokonaispainumat	68
1.712	Painuman riippuvuus ajasta	73
1.713	Maan kerroksellisuuden huomioon ottaminen	74

1.714	Painumien arvioiminen vesipitoisuuksien perusteella	76
1.715	Laskuesimerkki	78
1.72	<i>Kitkamaalajien painumat</i>	79
1.73	<i>Turvemaalajien painumat</i>	81
1.8	Veden virtaus maassa	84
1.81	<i>Virtauksen perusyhtälöt</i>	84
1.82	<i>Matemaattinen virtausmalli</i>	85
1.821	Laplace'n yhtälö	85
1.822	Reunaehdot	85
1.823	Laplace'n yhtälön ratkaisutavat	86
1.824	Virtausverkon piirtäminen	87
1.825	Muuttuvan vedenläpäisevyyden vaikutus virtausverkkoon	89
1.83	<i>Suotovesimäärän laskeminen</i>	91
1.84	<i>Hydraulinen murtuma</i>	91
1.841	Virtaavan veden maahan aiheuttamat voimat	91
1.842	Kriittinen putous	92
1.85	<i>Veden eroosio</i>	92
1.851	Pohjaveden eroosio	92
1.852	Pintaveden eroosio	93
1.9	Kalliomekaniikan teoria	95
1.91	<i>Kalliomekaniikka käsitteenä</i>	95
1.911	Kallion teknillisistä ominaisuuksista	96
1.912	Kalliopohjan esitutkimuksista	97
1.913	Pohjaveden vaikutus	98
1.92	<i>Kallion lujuuden määrittäminen</i>	98
1.921	Kallio — kivilaji	98
1.922	Rakeisuusluku — gefügetekijä	99
1.923	Kohesio, sisäinen kitkakulma ja Brinke-luku	100
1.93	<i>Kalliossa ilmenevät jännitystilat</i>	101
1.931	Primääriset jännitykset	101
1.932	Sekundäärinen jännitystila	102
1.94	<i>Kalliovahvistuksen teoria</i>	103
1.941	Periaate	103
1.942	Kallioholvin parametrit	105
1.943	Pilarien mitoittaminen	107
1.95	<i>Kalliovahvistusten laskeminen</i>	107
1.951	Betoniholvi	108
1.952	Seinät	109
1.953	Kalliokaton pulttaus	109
1.96	<i>Muut kallion vahvistamistoimenpiteet</i>	110
1.97	<i>Seisminen valvonta</i>	111
2.	NORMINLUONTEISET SUOSITUKSET	117
2.1	Varmuuserroin geoteknisessä suunnittelussa	118
2.11	<i>Varmuuskertoimen suuruuteen vaikuttavat tekijät</i>	118
2.111	Suunnittelutilanne	118
2.112	Työnsuunnittelu ja varmuuskertoimet	119
2.113	Pohjatutkimusten tarkkuus ja laajuus	120

2.114	Varmuuskertoimen taloudellinen optimi	120
2.12	Varmuuskertoimen ohjearvot eri tapauksissa	121
2.121	Maapenkereet ja leikkaukset	121
2.122	Taitorakenteet	123
2.2	Vesirakenteiden vedenläpäisevyyttä ja eroosiovaaraa koskevat määräykset	125
2.21	Vedenläpäisevyyden määrittäminen	125
2.211	Vedenläpäisevyyden määrittäminen laboratoriossa	125
2.212	Vedenläpäisevyyden määrittäminen kentällä	126
2.22	Vedenläpäisevyyskertoimen suuruus	126
2.23	Pohjaveden eroosion torjuminen	127
2.24	Pintaveden eroosion torjuminen	127
2.3	Paaluille sallitut jännitykset	128
2.31	Sallitun jännityksen suuruuteen vaikuttavat tekijät	128
2.311	Maaperän laatu ja paalutyyppi	128
2.312	Paalumateriaali	132
2.313	Paalun jatkokset	133
2.314	Paalun pituus	134
2.315	Poikkeamat paalun suunnassa ja sijainnissa	134
2.316	Rakenteen laatu	135
2.32	Sallitut jännitykset erilaisissa rakenteissa	135
2.321	Talonrakennus	136
2.322	Sillanrakennus	138
2.323	Tienrakennus	138
2.324	Muut rakenteet	138
2.4	Rakenteille sallituista painumista	138
2.41	Sallitun painuman ja kulmanmuutoksen suuruuteen vaikuttavat tekijät	139
2.411	Pohjamaan laadun merkitys	139
2.412	Rakenteen laadun merkitys	140
2.42	Sallitut painumat ja kulmanmuutokset erilaisissa rakenteissa	141
2.421	Talonrakenteille sallitut painumat	141
2.422	Silloille sallitut painumat	142
2.423	Tielle sallitut painumat	143
3.	PERUSTAMIS- JA POHJANVAHVISTUSMENETELMÄT	157
3.1	Penkereiden pohjanvahvistusmenetelmät	158
3.11	Vastapenkereet ja luiskaloivennukset	158
3.12	Telat	160
3.13	Ylipenkereet	162
3.14	Syvöjitys	166
3.15	Massanvaihto kaivamalla, ruoppaamalla tai pengertämällä	174
3.16	Paalutus	180
3.17	Siirtymärakenteet	193
3.171	Siirtymäkiilat	193
3.172	Siirtymäpaalutus	199

3.173	Kevyiden materiaalien käyttö siirtymärakenteissa	201
3.174	Siltojen siirtymälaatat	202
3.18	<i>Erikoismenetelmät</i>	204
3.181	Stabiloinnit	204
	Kalkkistabilointi	204
	Sementtistabilointi	209
3.182	Kevyiden materiaalien käyttö	209
3.19	<i>Penkereen pohjanvahvistustavan valintaan vaikuttavista tekijöistä</i>	213
3.2	Luiskien vahvistus- ja verhoisuusmenetelmät	228
3.21	<i>Toimenpiteet liukusortumaa vastaan</i>	229
3.211	Käytettävissä olevat menetelmät luiskan vakavuuden selvittämiseksi	229
3.212	Luiskan kaltevuuden ja kevennysleikkauksen merkitys luiskan vakavuudelle	230
3.213	Massanvaihto luiskan vahvistuksena	234
3.124	Luiskien paalutus	238
3.215	Tukimuurit ja tukiseinät	244
3.22	<i>Suodattimet, verhoukset ja keilarakenteet</i>	250
3.23	<i>Työnaikaiseen vakavuuden parantamiseen tai parempaan työskenneltyvyyteen tähtäävät menetelmät</i>	265
3.231	Padotus	265
3.232	Pohjavedenpinnan alentaminen	266
3.3	Maapadot	267
3.31	<i>Padon korkeus</i>	267
3.32	<i>Padon rakenne</i>	268
3.33	<i>Patomateriaalit</i>	268
3.34	<i>Padon suunnittelu</i>	269
3.35	<i>Padon rakentaminen</i>	277
3.36	<i>Rakennustyön valvontaohjeet</i>	278
3.4	Kallioluolat ja tunnelit	280
3.41	<i>Kalliotilojen suunnittelu</i>	280
3.411	Peruslinjat	280
3.412	Kalliomekaaniset tutkimukset	280
3.413	Vaihtoehtoiset paikat	280
3.414	Tunnelin sijoitus, mitoitus ja muotoilu	281
3.415	Luolien muotoilu ja pilaristo	284
3.42	<i>Luolien ja tunnelien rakentaminen</i>	285
3.421	Kalliotilan rakentamisen suunnitteluvaiheet	285
3.422	Tunnelin louhinta	286
3.423	Luolien louhinta	287
3.424	Tunnelien louhintaperiaate rikkonaisessa kalliossa	288
3.5	Siltojen ja muiden taitorakenteiden perustamismenetelmät	290
3.51	<i>Perustaminen kalliolle</i>	290
3.511	Kallion vahvistaminen ja pinnan käsittely	290
3.512	Sallituista pohjarasituksista	291
3.52	<i>Perustaminen kallioon ulotettaville peruspilareille</i>	292
3.53	<i>Maanvaraiset perustukset</i>	292

3.531	Perustaminen erillisille peruslaatoille	292
3.532	Perustaminen yhtenäiselle laatalle	293
3.533	Sallittu pohjapaine ja sen määrittäminen	294
3.54	<i>Paaluperustukset</i>	295
3.541	Lyöntipaalut	295
	Puupaalut	295
	Teräsbetonipaalut	297
	Teräspaalut	300
	Yhdistetyt paalut	303
	Paalujen sijoitus	304
	Paalujen maahan lyönti ja suojaus	305
	Paalujen kantavuuden määrittäminen	310
3.542	Erikoispaalut	311
	Kaivinpaalut	312
	Putken avulla lyötävät, paikalla valettavat paalut	314
	Elementtipaalut	317
	Sallittu paalukuorma	318
3.55	<i>Erikoismenetelmät</i>	318
3.551	Tiivistyspaalutus	318
3.552	Betoniset uppokaivot ja uppoarkut	320
3.553	Hirsi- ja lankkuarkut	326
3.554	Injektoinnit	329
	Maainjektointi	329
	Kallioinjektointi	335
	Injektoinnin kustannukset	341
3.56	<i>Routimisvaaran huomioonottaminen</i>	341
3.561	Perustaminen roudattomaan syvyyteen	341
3.562	Matalaan perustaminen	344
3.563	Massanvaihto	348
3.564	Perustusten kuivatus	349
3.57	<i>Työteknilliset näkökohdat</i>	350
3.571	Peruskuopan tukeminen	351
	Tukemistavat	351
	Kaivantojen vakavuus	356
3.572	Peruskuopan kuivanapito	360
	Avokuopasta pumppuaminen	360
	Pohjavedenpinnan alentaminen	362
	<i>Wellpoint menetelmä</i>	362
	<i>Putkikaivomenetelmä</i>	365
	<i>Sähköosmoosimenetelmä</i>	365
	<i>Pohjaveden alennusmenetelmien käyttöalueet</i>	369
	Taloudelliset näkökohdat	367
3.573	Työpadot	370
	Yksinäinen työpato	371
	Kaksiseinäiset työpadot	372
	Maapadot	375
3.6	Kuivatukseen liittyvä geoteknillinen suunnittelu	377
3.61	<i>Rumpujen sijoitus ja rumputyyppin valinta</i>	377
3.62	<i>Rummun maanvarainen perustaminen kantavalle maalle</i>	379
3.63	<i>Rummun maanvarainen perustaminen pehmeikölle</i>	380
3.64	<i>Rummun perustaminen lavalle</i>	382

3.65	<i>Rummun perustaminen paaluille</i>	383
3.66	<i>Rummun rakentaminen massanvaibtoalueelle</i>	386
3.67	<i>Moottoritien keskikaistaviemärointiin liittävät perustamiskysymykset</i>	387
3.68	<i>Väliaikaiset uomat, pumppaukset ja muut työteknilliset näkökohdat</i>	390
3.69	<i>Sivu- ja laskuojien vaikutus penkereen vakavuuteen</i>	392
3.7	Pohjavesien suojaus	394
3.71	<i>Pohjavesiesiintymiä uhkaavat vaarat</i>	395
3.711	<i>Likaantumismahdollisuudet</i>	395
3.712	<i>Pohjavedenpinnan tai virtausolosuhteiden muutokset</i>	396
3.72	<i>Maaperän suojaava vaikutus</i>	397
3.73	<i>Suojaustoimenpiteet</i>	397
3.731	<i>Suoja-alueet</i>	397
3.732	<i>Eräitä yksityiskohtia suojauksista</i>	398
3.8	Pylväs- ym. erikoisperustukset	399
3.81	<i>Perustamistavan valinta</i>	399
3.82	<i>Perustusten mitoitus</i>	400
3.83	<i>Perustusten rakentaminen</i>	404
	TEKIJÄT	408

1. GEOTEKNILLINEN TEORIA

1.1 Maassa vallitsevat jännitykset

Maamassan sisällä mielivaltaisessa tasossa vallitseva jännitys voidaan lujuusopin yleisten periaatteiden mukaan jakaa normaalijännitykseen (σ) ja leikkausjännitykseen (τ). Mikäli ne sisältävät kaikki tässä tasossa vaikuttavat voimat, niitä kutsutaan kokonaisjännityksiksi.

Maamassa muodostuu maarakeiden muodostamasta rungosta, jonka huokokset ovat veden ja ilman täyttämiä. Niissä olosuhteissa, missä oloissamme joudutaan suorittamaan vakavuuslaskelmia, voidaan useimmiten olettaa maan huokosten olevan täysin veden täyttämiä, ts. maata voidaan pitää veden kyllästämänä.

Veden kyllästämässä maassa kuormitus siirtyy osaksi maarakeiden ja osaksi huokosveden välityksellä. Edellistä kutsutaan tehokkaaksi raepaineeksi (σ') ja jälkimmäistä huokosveden paineeksi tai myös neutraalijännitykseksi (u).

Kokonaisjännityksen, tehokkaan raepaineen ja huokosveden paineen välinen riippuvuus voidaan ilmaista yhtälöllä (1) tai (2).

$$(1) \sigma = \sigma' + u$$

$$(2) \sigma' = \sigma - u$$

Niiden luonnetta ja merkitystä voidaan havainnollistaa kuvassa 1. esitetyllä esimerkillä. Käyttämällä siinä esitettyjä merkintöjä saadaan

Pystysuora kokonaisjännitys

$$(3) \sigma = \gamma z + \gamma_w h$$

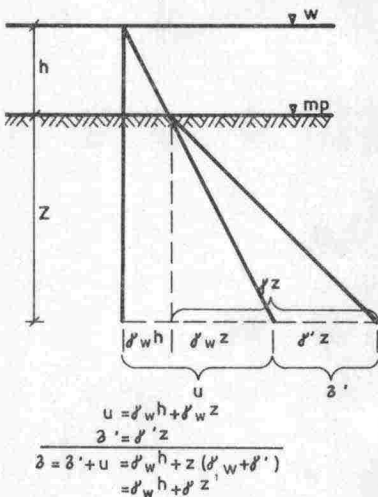
Huokosveden paine

$$(4) u = \gamma_w(z + h)$$

Tehokas raepaine

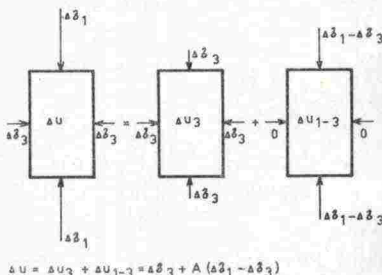
$$(5) \sigma' = \sigma - u = \gamma' z$$

Luonnossa huokosveden paineen vaihtelut varsinkin tasaisessa maastos-



Kuva 1:

Kaavakuva maan sisällä vallitsevista pystysuorista jännityksistä.



Kuva 2:

Kaavakuva pääjännitysten muutoksen vaikutuksesta huokosveden paineeseen.

sa ovat suhteellisen säännöllisiä vuodenaikojen vaihteluista ja sateista johtuvia. Yksinkertaisimmissa tapauksissa ne ovat suoraan riippuvaisia pohjaveden pinnan korkeudesta ja sen vaihteluista. Aina ei näin kuitenkaan ole, vaan esiintyy esimerkiksi huokosveden (pohjaveden) ylipainetta, joka saattaa näkyä maan pinnalla lähteellisyytenä.

Voimakkaimmat muutokset huokosveden paineeseen syntyvät maata kuormitettaessa (esim. pengerrys tai leikkaus). Niiden vaikutusta voidaan periaatteessa tarkastella kuvassa 2 esitetyllä tavalla. Siinä kuvattuun vedellä kyllästetyksi oletettuun maaelementtiin kohdistuvien pääjännitysten σ_1 (suurempi) ja σ_3 (pienempi) oletetaan muuttuvan määrillä $\Delta\sigma_1$ ja $\Delta\sigma_3$. Vastaava huokosveden paineen muutos Δu voidaan laskea superpositioperiaatteella seuraavasti:

Oletetaan, että maaelementtiin kohdistuu ensiksi kaikilta sivuilta pienemmän pääjännityksen muutos ($\Delta\sigma_3$). Sen aiheuttama huokosveden paineen muutos $\Delta u_3 = \Delta\sigma_3$, toisin sanoen lisäkuormitus siirtyy aluksi kokonaan huokosveden varaan. Tämä johtuu siitä, että veden kokoonpuristuvuus on monin verroin pienempi kuin maan raerungon kokoonpuristuvuus.

Kuvan 2 mukaisessa tapauksessa vaikuttaa maalementtiin lisäksi pystysuora kuormitusmuutos $\Delta\delta_1 - \Delta\delta_3$. Sen aiheuttama huokosveden paineen muutos $\Delta u_1 \dots_3 = A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$, missä A on puoliempiirinen huokospaineparametri, jonka tyypilliset arvot maamme savilla ovat 0.5 ... 1.0 suuruusluokkaa.

Kuvan 2 mukaisessa tapauksessa on lisäkuormituksen aiheuttama huokosveden paineen muutos edellisen mukaan

$$(6) \Delta u = \Delta u_3 + \Delta u_1 \dots_3 = \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Syntynyt huokosveden paineen muutos pyrkii luonnollisesti tasoittumaan, mikä aiheuttaa veden virtausta maan sisällä ja maamassan tilavuuden, leikkaukslujuuden ja rakenteen vakavuuden muutoksia. Kitkamailla, joiden vedenläpäisevyys on suuri, nämä muutokset tapahtuvat käytännöllisesti katsoen välittömästi kokonaisjännitysten (kuormituksen) muututtua. Koheesiomailla ne sen sijaan vaativat tapahtuakseen pitemmän ajan.

Maassa virtaava vesi synnyttää virtauksen suuntaisen paineen, virtauspaineen, jonka suuruus on $i\gamma_w$ (i = virtausgradientti). Se pienentää tehokasta raepainetta, mikäli se vaikuttaa pystysuoraan ylöspäin, tai sillä on pystysuora komponentti. Vastaavasti sen vaikuttaessa alaspäin raepaine kasvaa. (ks. tarkemmin kohta 1.841)

1.2 Maan leikkauslujuus

Maan leikkauslujuus kuvitellussa tai todellisessa murtopinnassa voidaan Coulombin lakiin perustuen ilmaista yhtälöllä (7).

$$(7) \quad s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

c'	maan ns. tehokas koheesio
ø'	" " " kitkakulma
σ'	murtopintaa vastaan vaikut-
	tava kohtisuora raepaine
	(σ' = σ — u)

1.21 LEIKKAUSLUJUUDEN LUONNE ERI MAALAJEISSA

Yhtälöä (7) ja siinä esiintyvien termien fysikaalista luonnetta voidaan koheesiomailla havainnollistaa kuvan 3 avulla. Siitä käy ilmi mm. seuraavaa:

- 1) Leikkauslujuuden sekä tehokkaiden leikkauslujuusparametrien (c' ja σ') välinen riippuvuus voidaan kuvata suoralla $s-\sigma'$ koordinaatistossa. Suoran kaltevuuskulma = ϕ' ja sen sekä s -akselin leikkauspisteen koordinaatti = c' .
- 2) Yhtälön (7) ja kuvan 3 mukainen leikkauslujuusparametrien määrittäminen edellyttää, että näytteen tilavuus muuttuu määrittämisajan aikana (w - (vesipitoisuus) akseli).
- 3) Tilavuuden muutos merkitsee sitä, että maaraikojen keskinäiset etäisyydet ja tästä johtuen niiden väliset kiinnevoimat eli todellinen koheesio muuttuvat määrittämisajan suoritettaessa.
- 4) Edellä mainitusta johtuen eivät tehokkaat leikkauslujuusparametrit ilmoita maaraikojen välistä todellista kitkaa ja koheesiota raepaineen (σ') funktiona (ϕ' esimer-

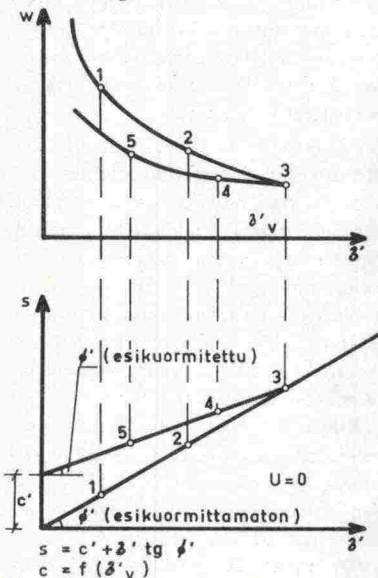
kiksi sisältää maarakeiden välisen kitkan lisäksi koheesio-
muutoksen raepaineen muuttuessa).

- 5) Tehokas koheesio poikkeaa nollasta vain ylikonsolidoituneilla savyilla.

Todellisten leikkauslujuusparametrien määrittäminen on melko hankalaa. Tämän vuoksi käytetään käytännön laskelmissa yleensä tehokkaita lujuusparametreja c' ja ϕ' .

Kitkamailla ei maara-keiden välillä vaikuta koheesiovoimia ($c = 0$). Edellä mainittu yhtälö saa tällöin muodon

$$(8) \quad s = \sigma' \operatorname{tg} \theta'$$



Kuva 3:
Tehokkaiden leikkauslujuusparamet-
rien (c' ja ϕ') luonnetta selvittävä
kaavakuva.

Leikkauslujuus on edellä mainittujen yhtälöiden mukaan riippuvainen murtopintaa vastaan kohtisuorasta raepaineesta (σ'). Mikäli se muuttuu, muuttuu myös leikkauslujuus. Muutos voi kuitenkin tapahtua vain sillä nopeudella, millä jännitystilän muutoksesta aiheutunut huokosveden paineen muutos (Δu) muuttuu tai häviää. Hyvin vettä läpäisevillä kitkamailla tämä tapahtuu nopeasti siten, että niiden leikkauslujuus käytännöllisesti aina noudattaa yhtälöä (8). Koheesiomailta tavallisesti kuormituksen muutoksen aiheuttama huokosveden paineen muutos sen sijaan häviää hyvin hitaasti. Tästä johtuen niiden leikkauslujuus seuraa vain hitaasti kuormituksen muutoksen aiheuttamaa jännitystilän muutosta. Tästä syystä voidaan esimerkiksi saven leikkauslujuutta pitää lyhytaikaisia rakennustoita ja kuormituksen muutoksia silmällä pitäen muuttumattomana, kaava (9.)

$$(9) \quad s = c' + \sigma_o' \operatorname{tg} \phi'$$

σ_o' tehokas raepaine ennen kuormituslisäystä

Yhtälön (9) mukainen ns. kuivattamaton leikkauslujuus on kuormituslisäyksestä riippumaton ja vastaa sitä lujuuutta, mikä koheesiomaahan kitkan ja koheesion summana on kehittynyt ennen kuormituksen muutosta vallinneessa tasapainotilassa, jolloin $\Delta \sigma' = 0$. Tätä leikkauslujuutta mitataan esim. siipikairauksessa ja kartiokokeessa.

Mikäli kuormituksen muutokset vaikuttavat riittävän pitkän ajan, jolloin huokosveden paineen muutokset ehti-

vät hävitä, noudattaa koheesiomaidenkin ns. kuivatettu leikkauslujuus yhtälöä (7).

Yhtälö (7) on yleispätevä ja aina voimassa. Sen käyttö edellyttää kuitenkin huokosveden paineen tuntemista. Leikkauslujuuden määrittäminen suoritetaan tavallisesti olosuhteissa, joissa huokosveden ylipaineen ei joko sallita lainkaan purkaantua tai joissa se on täysin hävinnyt. Sekä luonnossa että kokeissa ovat kaikki välimuodot luonnollisesti mahdollisia.

1.22 LEIKKAUSLUJUUDEN MÄÄRITYS

Edellisen kohdan (1.21) mukaan maanäyte saattaa murtua joko olosuhteissa, joissa kuormituksen aiheuttama huokosveden paineen muutos (Δu) ei ehdi hävitä murtumisen tapahtuessa (kuivattamaton lujuus), tai olosuhteissa, missä ylipaine on murtohetkellä täysin hävinnyt (kuivatettu lujuus). Edellisessä tapauksessa maan leikkauslujuus voidaan ilmaista yhtälöllä (9) ja jälkimmäisessä yhtälöllä (7).

1.221 KUIVATTAMATON LEIKKAUSLUJUUS

Koheesiomaiden kuivattamaton leikkauslujuus voidaan yksinkertaisimmin mitata suoraan maastossa siipikairalla. Tämä on yleisin ja nopein leikkauslujuuden määrittäytapa. Tärkeimmissä tutkimuskohteissa on määrittäykset syytä suorittaa momenttimittarin (ei momenttiavaimen) avulla.

Leikkauslujuuden maksimiarvon (leikkauslujuus) lisäksi voidaan siipikairalla määrittää ns. jäännöslujuus, ts. se lähes muuttumaton arvo, minkä leikkausvastus saavuttaa, kun siivikon kiertämistä jatketaan yli leikkausvastuksen maksimiarvon. Tämän saavuttamiseksi joudutaan siivikkoa kiertämään n. 90°, kun taas maksimiarvon saavuttamiseksi riittää n. 20° kiertymä.

Mikäli maasta on otettu häiriintymättömiä näytteitä, voidaan kuivattamaton leikkauslujuus parhaiten määrittää kartiokokeella. Myös puristuskokeen käyttö on mahdollista, joskin sen antamat tulokset helposti kärsivät näytteiden häiriintyneisyydestä. Näytteenottopisteet on syytä valita siten, että eri määrittystapojen keskinäinen vertailu on mahdollista.

1.222 KUIVATETTU LEIKKAUSLUJUUS

Maan kuivatettu leikkauslujuus eli tehokkaat leikkauslujuusparametrit c' ja σ' määritetään tavallisesti kolmiakσιαalikokeella, jonka avulla voidaan parhaiten jäljitellä olosuhteita maaperässä. Käytännön kokeissa pidetään kammiopaineen $\sigma'_3 = \sigma'_2$ arvo tavallisesti muuttumattomana. Määritykset tulisi periaatteessa suorittaa konsolidoituina kuivatettuina kokeina (CD-koe). Nämä kokeet ovat kuitenkin erittäin hitaita (koeaika 3...4 vrk). Tämän vuoksi suoritetaan määritykset käytännössä tavallisesti konsolidoituina kuivattamattomina kokeina (CU-koe). Edellyttäen, että määrittämisen aikana näytteen sisällä vallitseva huokosveden paine mitataan ja tulokset

tulkitaan tehokkaita jännityksiä käytäen, ovat saadut kitkan ja koheesion arvot yleensä lähes samoja kuin kuivatettujen kokeiden avulla saadut. Tärkeimmissä töissä tämä on kuitenkin tarkistettava suorittamalla CU-kokeiden rinnalle joitakin CD-kokeita.

Leikkauslujuusparametrien määrittäminen edellyttää vähintään kolmen rinnakkaisen (käytännössä peräkkäisen) kolmiakσιαalikokeen suorittamista eri kammiopaineella (σ'_3). Ainakaan sensitiivisillä mailla ei σ'_3 saisi sanottavasti ylittää luonnossa vallinnutta suurinta vaakasuoraa esikuormitusta. Kunkin kokeen tulos voidaan Mohrin periaatteen mukaan esittää ympyränä $s - \sigma'$ koordinaatistossa, joiden yhteisen tangentin kaltevuus ja s-akselin leikkauspiste määrittävät haetut leikkauslujuusparametrit c' ja σ' (edellyttäen, että on käytetty tehokkaita jännityksiä).

Kolmiakσιαalikokeeseen liittyvää perusgeometriaa on esitetty kuvassa 4, kohdassa a) Mohrin murtoympyrään perustuen. Kuviosta saadaan suoraan kaava (10).

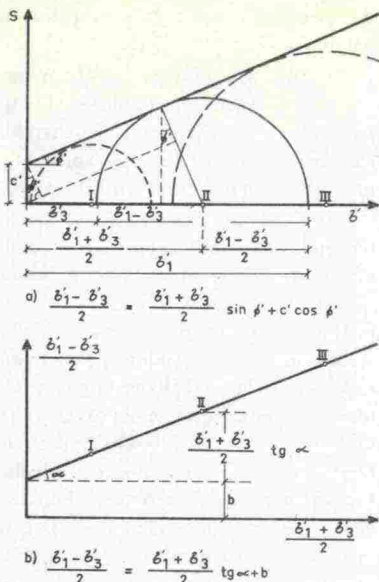
(10)

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi' + c' \cos \phi'$$

Tämä voidaan helposti trigonometristen kaavojen avulla muuntaa yleisempään tavallisesti käytettyyn muotoon

$$(11) \quad \sigma'_1 = \sigma'_3 \operatorname{tg}^2 (45 + \phi'/2) + 2c' \operatorname{tg} (45 + \phi'/2)$$

Mikäli leikkauslujuusparametrien määrittämiseksi on suoritettu useita



Kuva 4: Kolmiaksisiaalikojeeseen liittyvää perusgeometriaa.

kolmiaksisiaalikojeita, muodostuu yhteisen tangentin piirtäminen lukuisille ympyröille vaikeaksi. Tällöin on edullisinta käyttää kuvan 4 b mukaista esitystapaa, jossa ympyröiden sijasta niiden keskipisteet ja säteet merkitään

$\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \dots \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ koordinaattistoon, missä kukin koesarja muuttuu ryhmäksi pisteitä. Niille voidaan helposti määrittää pienimmän neliösumman menetelmällä yhteinen regressiosuora, joka on sitä tarkempi, mitä enemmän havaintoarvoja on käytettävissä.

Kuvan 4 b geometriasta ilmenee välittömästi

$$(12) \quad \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \operatorname{tg} \alpha + b,$$

missä α ja b ovat regressiosuoran "kitkakulma" ja "koheesio". Vertaamalla yhtälöitä (10) ja (12) havaitaan suoraan:

$$(13) \quad \sin \phi' = \operatorname{tg} \alpha \quad \text{ja} \quad c' = \frac{b}{\cos \phi'}$$

Näytteen murtokohdan määrittämiseksi käytetään tavallisesti joko $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{maks}}$ tai $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\text{maks}}$ murtokriteeriä. CD-kokeissa kummatkin kriteerit yhtyvät. CU-kokeissa käytetään etupäässä ensiksi mainittua. Periaatteessa pitäisi tarkistaa, kumpi niistä antaa lähinnä samat c' - ja ϕ' -arvot kun CD-koe.

1.3 Vakavuuslaskelmien perusteet

1.31 VAKAVUUSLASKELMAN YLEINEN PERIAATE

Vakavuuslaskelmia suoritettaessa tarkastellaan murtotilassa olevaa maamassaa. Laskut voidaan helpoimmin suorittaa ns. liukupintamenetelmällä. Murtumisen on

nimittäin havaittu tapahtuvan tai sen otaksutaan laskelmissa tapahtuvan yhtenäistä ohutta murtovyöhykettä eli liukupintaa pitkin. Tavallisesti on lisäksi todettu tai voidaan olettaa liukupinnan olevan ympyrän kaaren muotoinen, mikä helpottaa laskutoimituksia.

Vakavuuslaskelmia joudutaan suorittamaan

- 1) maaperää kuormitettaessa esimerkiksi rakennuksilla, tiepenkereillä yms.
- 2) kaivettaessa maahan leikkauksia, esimerkiksi peruskuoppia, tie- tai vesiväyläleikkauksia yms.
- 3) luonnollisissa koheesiomaarinteissä niiden stabiilisuutta arvosteltaessa.

Kahdessa ensiksi mainitussa tapauksessa aiheuttavat rakennustoimenpiteet muutoksen maassa vallitsevaan jännitystilaan. Viimeksi mainitussa tapauksessa vallitsee maan sisällä luonnotaan suuria leikkausjännityksiä. Tilannetta luonnollisesti huononnetaan, mikäli niitä rakennustoimenpiteillä lisätään ajamalla esimerkiksi tiepenger sivukaltevaan maastoon.

Vakavuuslaskelmat perustuvat siihen, että maan leikkauslujuutta (s) verrataan todellisessa tai kuvitellussa liukupinnassa vallitsevaan leikkausjännitykseen (τ) eli siihen leikkausjännitykseen, joka tarvitaan tasapainon ylläpitämiseen. Näiden suhdetta (F), kutsutaan varmuuskertoimeksi eli

$$(14) F = \frac{s}{\tau}$$

Mikäli maan leikkauslujuus on huomattavasti suurempi kuin tasapainon ylläpitämiseen vaadittava leikkausjännitys ($F > 1$), ei pohjamaan sortuminen ole todennäköinen (edellyttäen, että tutkimukset ja laskelmat ovat asiallisesti suoritettuja ja ettei jokin muu liukupinta anna pienempää varmuuskertoimen arvoa. Mikäli $F \approx 1$, on tilanne epävakaa ja sortuma mah-

dollinen ja jos $F < 1$, se on todennäköinen.

Tavallisesti joudutaan laskelmin tarkastamaan useita mahdollisia liukupintoja, joista määrävänä eli vaarallisimpana pidetään sitä, joka antaa pienimmän varmuuskertoimen.

Varmuuskertoimen arvo ja laskumenetelmät ovat riippuvaisia siitä, tapahtuuko murtuminen liukupinnassa kuivatetuissa vai kuivattamattomissa olosuhteissa. Edellisessä tapauksessa joudutaan yhtälöön (14) sijoittamaan leikkauslujuus yhtälön (7) mukaisessa muodossa, mikä merkitsee sitä, että laskuja suoritettaessa on tunnettava maan leikkauslujuusparametrit c' ja ϕ' sekä huokosveden paine. Tätä laskutapaa kutsutaan $c-\phi$ menetelmäksi. Jälkimmäisessä tapauksessa sovelletaan leikkauslujuutta yhtälön (9) osoittamassa muodossa (esim. leikkauslujuus siipikairalla) ja laskutapaa kutsutaan $\phi = 0$ menetelmäksi (tehokkaita kitka- ja koheesiokäsitteitä käytettäessä eksaktimpi nimitys olisi kuitenkin esim. $\Delta\sigma' = 0$ -menetelmä).

Kokonaisjännityksiin perustuva $\phi = 0$ -menetelmä johtaa suhteellisen yksinkertaisiin laskukaavoihin, mutta sitä voidaan käyttää vain silloin, kun murtuminen todella tapahtuu kuivattamattomissa olosuhteissa. Tehokkaisiin jännityksiin perustuva $c-\phi$ -menetelmä sen sijaan on yleispätevä. Sen varjopuolena on vaikeus arvioida huokosveden painetta sekä suhteellisen hankalat laskutoimitukset (mikäli ei käytetä tietokonetta). Tämän vuoksi sitä on syytä käyttää vain silloin, kun $\phi = 0$ -menetelmä ei ole voimassa.

1.32 LASKUMENETELMÄN VALINTA

Kohdassa 1.1. todettiin, että jokainen jännityksen muutos aiheuttaa maassa huokosveden paineen muutoksen, joka häviää ajan mukaan siten, että tilanne vähitellen palautuu ennalleen. Tämä merkitsee sitä, että tehokkaat jänintykset, leikkauslujuus ja varmuuskerroin muuttuvat ajan mukana. Vakavuuslaskelmissa tarkastellaan tämän vuoksi kahta rajatapausta:

- 1) lyhytaikainen eli rakennusajan vakavuus
- 2) pitkäaikainen vakavuus.

Lyhytaikaisella vakavuudella tarkoitetaan tilannetta rakennustöiden aikana tai välittömästi niiden jälkeen ennen kuin huokosveden paineen muutos on alkanut hävitä. Laskut voidaan tällöin suorittaa $\phi = O$ -menetelmällä. Pitkäaikaisella vakavuudella tarkoitetaan tilannetta sen jälkeen, kun rakennustöiden aiheuttama huokosveden paineen muutos (Δu) on täysin hävinnyt. Tähän ryhmään kuuluvat myös luonnonvoimien muovamat rinteet. Pitkäaikaisen vakavuuden tarkasteluun on käytettävä $c-\phi$ -menetelmää.

Hyvän vedenläpäisevyyden vuoksi huokosveden ylipaine häviää kitkamailla välittömästi sitä mukaan kun rakennustyöt edistyvät. Kitkamailla ei ole varsinaista lyhytaikaista vakavuutta, vaan kaikki laskelmat on suoritettava $c-\phi$ -menetelmällä.

Koheesiomailla huokosveden paineen häviäminen on niin hidasta, että rakennusaikaista vakavuutta voidaan

tarkastella $\phi = O$ -menetelmällä ja lopullista vakavuutta $c-\phi$ -menetelmällä.

Rakenteen mitoituksen kannalta on tärkeätä tietää, kumpi edellä mainituista laskumenetelmistä antaa alhaisimman varmuuskertoimen eli kumpi niistä on määräävä.

Mikäli koheesiomaata kuormitetaan esimerkiksi rakennuksella tai tiepenkereellä, on vakavuus pienimmillään rakennustöiden aikana tai välittömästi niiden päätyttyä, ennen kuin syntynyt huokosvedenpaineen muutos (Δu) on ennättänyt hävitä ja leikkauslujuus kasvaa.

Leikkaustöiden yhteydessä kevenetäään luiskan alla olevan pohjaan kuormitusta. Tämän vuoksi sen leikkauslujuus ja vakavuus ajan mitaan alenevat. Toisaalta leikkaukset yleensä alentavat pohjavettä ja mahdollisessa liukupinnassa vallitsevaa huokosveden painetta, mikä taas lisää vakavuutta. Tämän vuoksi joudutaan yleensä tarkastamaan erikseen sekä lyhyt- että pitkäaikaista vakavuutta.

1.4 Vakavuuslaskelmien suorittaminen

1.41 ANALYYTTINEN $\phi = 0$ - MENETELMÄ YMPYRÄN MUOTOISILLE LIUKU- PINNOILLE

Laskelmat perustuvat tarkastettavan liukupinnan maamassan tasapainoyhtälöön $\Sigma M = 0$.

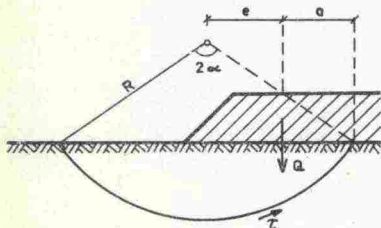
Maamassan ja kuormittavan rakenteen painon momentti vaikuttaa kaatavana momenttina (M_a = aktiivimomentti) ympyrän keskipisteen suhteen ja tasapainoa ylläpitää liukupintaan kehittyvän leikkausjännityksen momentti ympyrän keskipisteen suhteen. Sen suurin mahdollinen arvo on leikkaukslujuuden momentti saman pisteen suhteen (M_p = passiivimomentti). Periaatteellisesti voidaan laskut suorittaa kuvassa 5 esitettyjä merkintöjä käyttäen seuraavasti:

$$(15) \quad M_a = Qe \quad M_p = 2\alpha R^2 \tau$$

Tasapainon vallitessa

$M_a = M_p$, josta seuraa

$$(16) \quad \tau = \frac{Qe}{2\alpha R^2}$$



Kuva 5:
Yksinkertaiseen $\phi = 0$ menetelmään
liittyvää perusgeometriaa.

Passiivimomentti saavuttaa suurimman mahdollisen arvonsa silloin, kun $\tau = s$. Tällöin varmuuskertoimelle saadaan arvo

$$(17) \quad F = \frac{M_p}{M_a} = \frac{2\alpha R^2 s}{2\alpha R^2 \tau} = \frac{s}{\tau}$$

Varmuuskertoimen minimiarvon löytämiseksi on luonnollisesti tutkittava useita eri liukupintoja.

Mikäli maanpinta on vaakasuora ja pohjamaa homogeenista (leikkauslujuus vakio, kova pohja äärettömän syvällä) ja kuormitus tasainen, voidaan vaarallisimmasta liukupinnasta todeta analyyttisesti seuraavaa:

- 1) Vaarallisimman liukupinnan keskipiste sijaitsee kuormituksen reunan yläpuolella, tai mikäli reuna on luiskan muotoinen, luiskan puolivälin kohdalla.
- 2) Vaarallisimman ympyrän keskuskulma $2\alpha = 133.5^\circ$. Sen säde ei ole määrätty, joten kaikki yllämainitut ehdot täyttävät ympyrät ovat yhtä vaarallisia.
- 3) Vaarallisimpaan liukupintaan syntyvä leikkausjännitys

$$(18) \quad \tau_{\max} = 0.181 \quad p \quad (p = \text{tasainen kuormitus}).$$

Tästä seuraa toisaalta

$$(19) \quad p_{\text{murto}} = 5.5 \quad s$$

Yleisessä tapauksessa, jolloin maanpinta on kalteva ja maan leikkauslujuus vaihteleva, suoritetaan laskelmat siten, että tarkastettavan liukupinnan

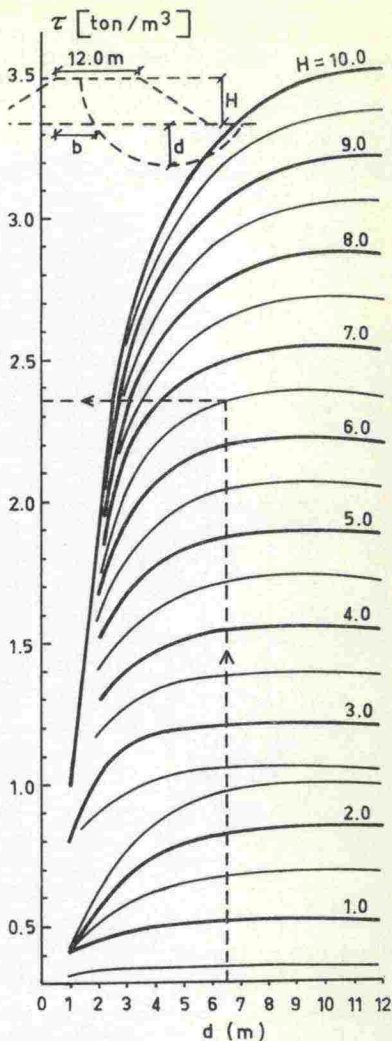
käytettävä $\gamma' = \gamma - \gamma_w = \gamma - 1$

teessa voi lainkaan käyttää luonnollisten rinteiden stabiilisuuden laskemiseen.

1.42 GRAAFINEN $\sigma = O$ -MENETELMÄ YMPYRÄN MUOTOISILLE LIUKUPINNOILLE

Varmuuskertoimen laskemisen ja varsinkin vaarallisimman liukupinnan etsimisen helpottamiseksi on laadittu lukuisia graafisia menetelmiä. Ne perustuvat samoihin maaperätietoihin kuin varsinaiset analyttiset laskelmat. Näin ollen ne eivät luonnollisestikaan vähennä aikaa vaativia kenttä- ja laboratoriotutkimuksia. Niitä voidaan periaatteellisesti käyttää alustavissa vakavuustarkasteluissa. Mikäli ne osoittavat varmuuden olevan alhaisen on tarkemmat laskelmat suoritettava analyttisesti. Poikkeuksen muodostaa edempänä selvitettävä Hailikarin menetelmä, joka täydellisesti suoritettuna on vain osaksi graafinen.

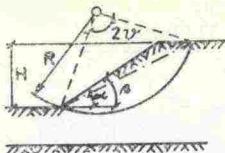
Koheesiomaille perustettavien tienpengerien vakavuuden laske-
miseksi ja mahdollisten vastapengerien mitoittamiseksi on Hailikari laatinut suureksi osaksi graafisen menetelmän, jonka käyrästöstä tärkein on esitetty kuvassa 8. Sen avulla voidaan suoraan lukea vaarallisimpaan liukupintaan syntyvä leikkausjännitys pengerkorkeuden ja kovan pohjan syvyyden funktiona. Laskelmia suoritettaessa voi kova pohja olla myös vain kuviteltu, jolloin voidaan tarkastella eri syvyisiin liukupintoihin syntyviä leikkausjännityksiä. Käyrästöstä voi-



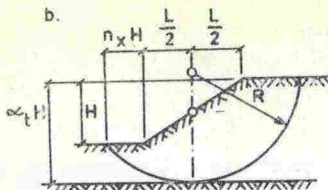
Kuva 8:

Vaarallisimpaan liukupintaan tienpengeren alle syntyvä leikkausjännitys HAILIKARIN mukaan.

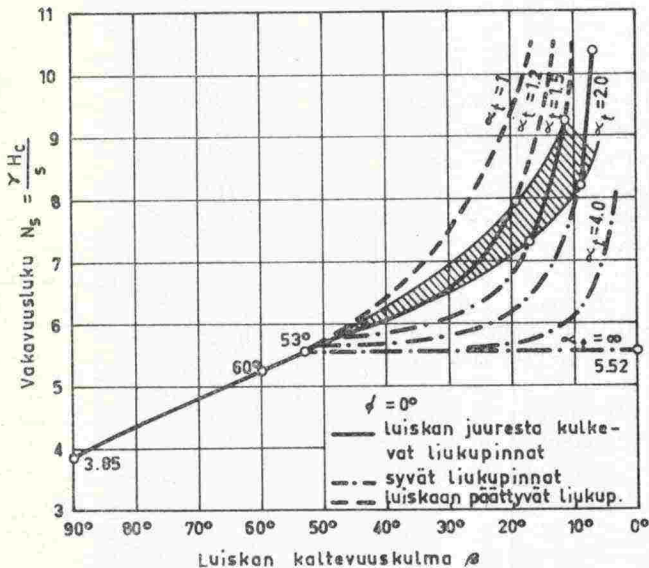
Q.



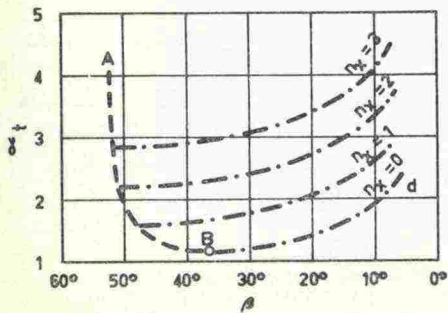
b.



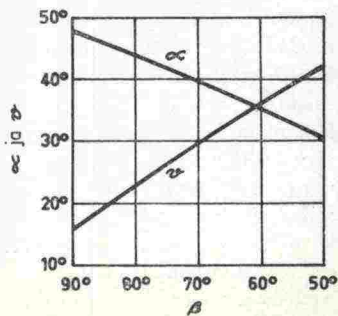
c.



e.



d.



daan selvästi havaita kovan pohjan syvyydellä olevan vaikutusta, mikäli pehmeikön syvyys on 5...7 m. Suuremmilla syvyyksillä sen merkitys lakkaa ja kantavuus saavuttaa lähes vakioarvon.

Varmuuskertoimen laskemiseksi on kuvasta 8 saatua suurinta leikkausjännityksen arvoa kaavan (17) mukaisesti verrattava keskimääräiseen leikkaukslujuuteen saman syvyydessä ympyrän muotoisessa liukupinnassa. Sen tarkka asema ei ole näillä tiedoilla vielä määritettävissä. Täydelliseen käyrästöön kuuluvat lisäksi nomogrammit vaarallisimman liukupinnan laskemiseksi. Alustavissa käytännön laskelmissa päästään kuitenkin riittävään tarkkuuteen, mikäli sen keskipisteen otaksutaan sijaitsevan luiskan sisemmän kolmannespisteen yläpuolella ja sen matalilla pehmeiköillä (3...5 m) leikkaavan maanpinnan lähellä ajoradan ulkoreunaa (luiskasortuma) ja syvillä lähellä sen takareunaa.

Kuvan 8 käyrästöissä on tien ajoradalla otaksuttu liikennekuormaksi 1 Mp/m^2 (vastaa noin 0.5 m maakerrosta). Mikäli on kysymys penkereestä, jossa liikennekuormaa ei esiinny, voidaan tämä ottaa huomioon laskelmia suoritettaessa siten, että lasketaan leikkausjännitys $n \cdot 0.5 \text{ m}$ todellista matalamman pengerkorkeuden mukai-

sesti. Kuvassa 8 on otaksuttu penger-materiaalin tilavuuspainoksi 1.9 Mp/m^3 . Mikäli käytetään muun painoista materiaalia (ks. osa I kohta 2.121), on saatua varmuuskerrointa korjattava kertomalla se suhteella $1.9/\gamma$, missä γ on todellinen tilavuuspaino.

Kuvan 8 mukaista käyrästöä ei voida käyttää luiskien lyhytaikaista vakavuutta arvosteltaessa. Tämä voidaan tehdä kuvassa 9 (a—e) esitetyllä Taylorin menetelmällä. Kuvissa 9 a ja b on esitelty menetelmän perusgeometriaa. Tärkeimmät suureet ovat luiskan korkeus (H), luiskan kaltevuuskulma (β), liukuympyrään liittyvät kulmat ($2v$ ja α), syvyytekijä (α_c), liukupinnan säde (R) ja sen etäisyys luiskan juuresta ($n \cdot H$).

Taylorin mukaan voi vaarallisin liukupinta luiskan kaltevuudesta ja kovan pohjan syvyydestä riippuen leikata luiskan leikkauksen pohjan yläpuolella, kulkea luiskan juuren kautta (tavallisin tapaus) tai sen alapuolelta.

Vakavuuslaskelmat perustuvat yhtälöön (22).

$$(22) H_c = N_s \frac{s}{\gamma}$$

H_c	kriittinen luiskan korkeus
N_s	dimensioton vakavuusluku
s	maan keskimääräinen kuivattamaton leikkaukslujuus
γ	maan tilavuuspaino

Kuva 9 (sivu 22):

Luiskan lyhytaikaisen vakavuuden määrittäminen TAYLORin mukaan.

a. ja b. luiskan ja liukupinnan geometriset suureet,

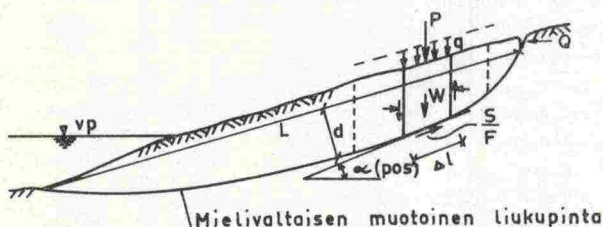
c. vakavuusluvun määrittäminen kovan pohjan syvyyden ja luiskan kaltevuuden funktiona,

d. ja e. vaarallisimman liukupinnan piirtämiseen tarvittavien geometrinen suureiden määrittäminen.

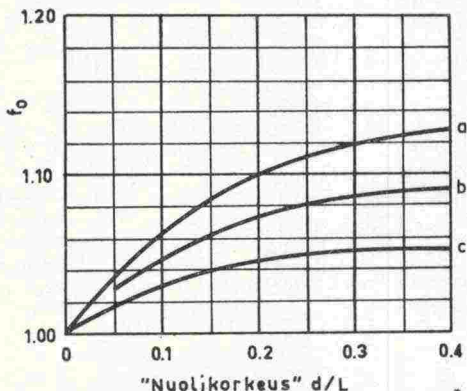
Vakavuusluvun N_s määrittäminen voidaan luiskan kaltevuuden ja kovan pohjan syvyyden funktiona määrittää kuvan 9 c avulla. Käyrästöstä ilmenee lisäksi, kulkeeko vaarallisin liukupinta luiskan juuren kautta vai sen ylä- tai alapuolitse. Mikäli luiskan kaltevuus on $>53^\circ$, kulkee vaarallisin liukupinta aina luiskan juuren kautta. Mikäli se

on loivempi, ovat kovan pohjan syvyydestä riippuen kaikki edellä mainitut tapaukset mahdollisia.

Vaarallisimman liukupinnan asema voidaan määrittää kuvien 9 d ja e avulla. Ensiksi mainittua on käytettävä, mikäli vaarallisin liukupinta kulkee luiskan juuren kautta ja jälkimmäistä, jos se kulkee luiskan juuren



$$F = f_0 \cdot \frac{\sum \frac{s \cdot \Delta l}{\cos \alpha}}{\sum W \cdot \tan \alpha + Q}$$



Kuva 10:

Yhdistetyn liukupinnan käytön periaate vakavuuslaskelmissa, käyrä a: laskelmat $\phi = 0$ menetelmällä, käyrä b: laskelmat $c-\phi$ menetelmällä, koheesio > 0 , käyrä c: laskelmat $c-\phi$ menetelmällä, koheesio $= 0$.

alapuolelta. Vaarallisimman liukupinnan keskipiste sijaitsee viimeksi mainitussa tapauksessa luiskan puolivälin yläpuolella.

1.43 $\sigma = O$ -MENETELMÄ YHDISTETYILLE LIUKUPINNOILLE

Luonnolliset maakerrokset samoin kuin esimerkiksi maapadot ovat usein rakenteeltaan selvästi kerrallisia. Vaarallisin liukupinta ei tällöin läheskään aina ole ympyrän muotoinen, vaan se pyrkii hakeutumaan pitkin heikkoja maakerroksia. Liukupinnasta muodostuu tällöin tavallisesti pitkä ja laakea. Vakavuuslaskelmien kannalta tämä merkitsee:

- 1) yhtälöitä (20) tai (21) ei voida käyttää, koska ne perustuvat ympyrän muotoisen liukupinnan keskipisteen suhteen laskettuna momenttiyhtälöön
- 2) erisäteisistä ympyröistä ja suorista koostunut liukupinta ei ole kinemaattisesti mahdollinen ilman liukuvan maamassan muodonmuutoksia tai murtumista. Tästä johtuen lamellien välisten voimien vaikutus, joka on merkityksellinen ympyrän muotoisilla liukupinnoilla, alkaa lisääntyä.

Laskelmat voidaan parhaiten suorittaa Janbun kehittämällä kaavalla, joka perustuu voimien projektiotyhtälöön vaakasuoran suunnan suhteen. Menetelmän mukaan liukupinnan yläpuolinen maamassa jaetaan lamelleihin samoin kuin ympyrän muotoisia liu-

kupintoja tarkasteltaessa. Laskelmat voidaan suorittaa kaavalla (23).

$$(23) F = f_0 \frac{\sum \frac{s \Delta l}{\cos \alpha}}{\sum w \operatorname{tg} \alpha + Q}$$

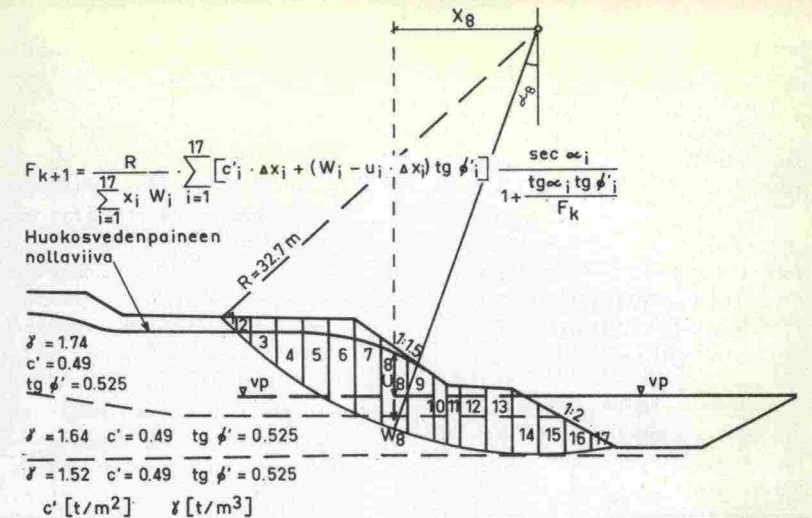
f_0 on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon lamellien väliset voimat. Sen suuruus, samoin kuin muut kaavassa esiintyvät merkinnät ilmenevät kuvasta 10. Kaavaa voidaan käyttää penkereiden ym. kuormitusten sekä maaluisien vakavuutta tarkasteltaessa. Vetohalkeamassa vaikuttava veden paine Q jätetään usein huomioon ottamatta.

1.44 ANALYYTTINEN $c-\sigma$ -MENETELMÄ YMPYRÄN MUOTOISILLE LIUKUPINNOILLE

Maarakenteiden, varsinkin leikkaus- tai luonnollisten luiskien pitkäaikaisen vakavuuden laskemiseksi on kehitetty useita menetelmiä, joista tunnetuin ja tarkin on Bishopin menetelmä. Sen avulla voidaan tarkastella ympyrän muotoisia liukupintoja, joiden yläpuolinen maamassa jaetaan pystysuoriin, tavallisesti tasalevyisiin lamelleihin aivan samoin kuin $\sigma = O$ -menetelmässä. Kaavakuva menetelmästä ja siihen liittyvistä merkinnoista on esitetty kuvassa 11. Varmuuskerroin lasketaan maan leikkauslujuuden ja liukupintaan syntyvän leikkausjännityksen suhteena.

Leikkauslujuus on laskettava kaavan (7) mukaisesti, jolloin

$$(24) F = \frac{c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'}{\tau}$$



Aktiivimomentti				$[c' \cdot \Delta x + (W - u \cdot \Delta x) \text{tg} \phi'] \sec \alpha$										I iteraatio F = 1	II iteraatio F = 1,12
N:o	Δx	W	X	X · W	$\alpha [^\circ]$	tga	seca	$c' \cdot \Delta x \cdot u \cdot \Delta x$	tgo	$(W - u \cdot \Delta x)$	$(W - u \cdot \Delta x) \text{tg} \phi'$	$c' \cdot \Delta x + (W - u \cdot \Delta x)$	$[c' \cdot \Delta x + (W - u \cdot \Delta x) \text{tg} \phi'] \sec \alpha$	$1 + \text{tg} \phi' \cdot \text{tga}$	$1 + \frac{\text{tg} \phi' \text{tga}}{F}$
1	1,0	1,25	23,4	29,25	45,7	1,024	1,431	0,49	0,0	1,25	0,525	0,65	1,14	1,63	1,537
2	1,0	2,96	22,4	66,22	43,3	0,943	1,376	0,49	0,60	2,36	0,525	1,24	1,73	2,38	1,495
3	2,0	10,44	20,9	218,20	39,7	0,829	1,299	0,98	3,52	6,92	0,525	3,63	4,61	5,99	1,435
4	2,0	15,66	18,9	295,97	35,3	0,709	1,225	0,98	6,60	9,06	0,525	4,75	5,83	7,14	1,372
5	2,0	19,84	17,0	337,28	31,3	0,609	1,171	0,98	9,04	10,80	0,525	5,67	6,65	7,79	1,320
6	2,0	22,21	15,0	333,15	27,3	0,517	1,126	0,98	9,12	13,09	0,525	6,87	7,85	8,84	1,271
7	2,0	20,76	13,0	269,88	23,5	0,435	1,091	0,98	8,16	12,60	0,525	6,62	7,60	8,29	1,228
8	2,0	16,85	11,0	185,35	19,7	0,357	1,062	0,98	6,64	10,21	0,525	5,36	6,34	6,73	1,187
9	2,0	12,52	9,0	112,68	16,0	0,287	1,041	0,98	4,56	7,96	0,525	4,18	5,16	5,37	1,151
10	1,0	4,68	7,5	35,10	13,3	0,237	1,028	0,49	1,30	3,38	0,525	1,77	2,26	2,32	1,124
11	1,0	4,04	6,5	26,26	11,5	0,203	1,020	0,49	0,78	3,26	0,525	1,71	2,20	2,24	1,107
12	2,0	8,12	5,0	40,85	8,8	0,155	1,012	0,98	1,44	6,68	0,525	3,51	4,49	4,54	1,081
13	2,0	8,02	3,0	24,60	5,3	0,093	1,004	0,98	1,12	6,90	0,525	3,62	4,60	4,62	1,049
14	2,0	6,28	1,1	6,91	1,9	0,032	1,000	0,98	0,00	6,28	0,525	3,30	4,28	4,28	1,017
15	2,0	4,24	-0,9	-3,16	-1,6	-0,028	1,000	0,98	0,00	4,24	0,525	2,23	3,21	3,21	0,985
16	2,0	2,82	-2,8	-7,90	-4,9	-0,085	1,005	0,98	0,00	2,82	0,525	1,48	2,46	2,47	0,955
17	2,0	0,96	-4,7	-4,51	-8,3	-0,149	1,010	0,98	0,00	0,96	0,525	0,50	1,48	2,49	0,922

Yhteensä 1 966,13

66,33

67,42

$$F = \frac{66,33 \cdot 32,7}{1\,966,13} = 1,103$$

$$F = \frac{67,42 \cdot 32,7}{1\,966,13} = 1,121$$

$$F_0 = 1,00$$

$$F_1 = 1,103$$

$$F_2 = 1,121$$

Kuva 12:
Esimerkki c—o menetelmän käytöstä.

aluksi $F = 1$, tämän jälkeen saatu uusi arvo jne.

Yhtälön konvergoi hyvin nopeasti.

Laskut on edullista järjestää taulukon muotoon kuvassa 12 esitetyllä tavalla.

1.45 GRAAFINEN $c-\phi$ -MENETELMÄ YMPYRÄN MUOTOISILLE LIUKUPINNOILLE

Edellisessä luvussa esitetyt laskut ovat suhteellisen työläitä, varsinkin kun vaarallisimman liukupinnan etsiminen edellyttää lukuisien eri liukupintojen tutkimista. Työn nopeuttamiseksi voidaan alustavissa laskelmissa käyttää apuna esimerkiksi Bishop-Morgensternin kehittämää graafista menetelmää.

Menetelmä edellyttää luiskan olevan suoraviivainen. Sen lisäksi on tunnettava (tai otaksuttava) tehokkaat leikkauslujuusparametrit (c' ja ϕ'), luiskan korkeus (H), maan keskimääräinen tilavuuspaino (γ), edellisten perusteella laskettava suure $c'/\gamma H$ sekä keskimääräinen huokospainesuhde $r_u = u/\gamma h$, missä u on huokosveden paine tarkasteltavassa pisteessä ja γh samassa pisteessä vallitseva pystysuora kokonaiskuormitus.

Bishop-Morgensternin mukaan varmuuskerroin voidaan laskea kaavasta (27).

$$(27) F = m - nr_u$$

m ja n ovat kuvan 13 käyrästöistä saatavia vakavuuskertoimia (β ja αr kuvan 9 a ja b mukaiset).

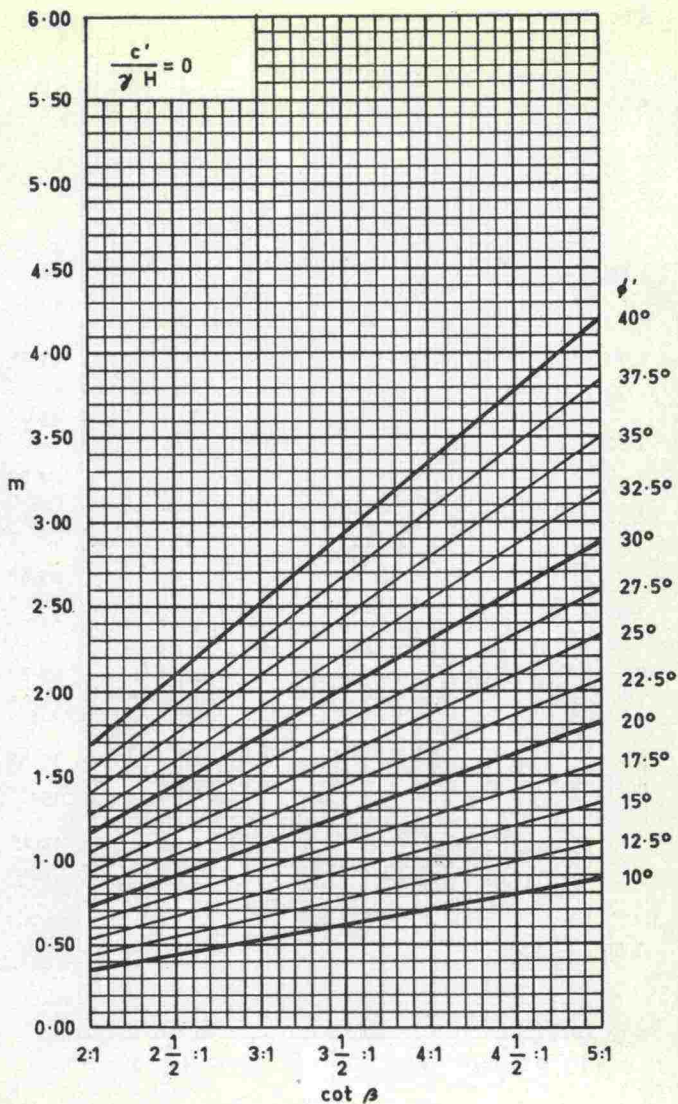
Menetelmää käytettäessä voidaan huomata mm. seuraavaa:

- 1) Normaalikonsolidoituneilla mailla $c' = 0$, jolloin myös $c'/\gamma H = 0$.
- 2) Keskimääräisen huokospainesuhteen arvioiminen on jonkin verran hankalaa. Leikkausluiskissa sen arvo saattaa olla n. 0.3 ja suhteellisen hienosta materiaalista (hietamoreeni tai kuivakuorisavi) tehtävässä maapadossa työnaikana n. 0.5 ... 0.6. Sen arvo voi tilapäisesti nousta joissakin pisteissä suuremmaksi kuin yksi, mutta keskimääräinen arvo on aina yhtä pienenmpi.

1.46 $c-\phi$ -MENETELMÄ YHDISTETYILLE LIUKUPINNOILLE

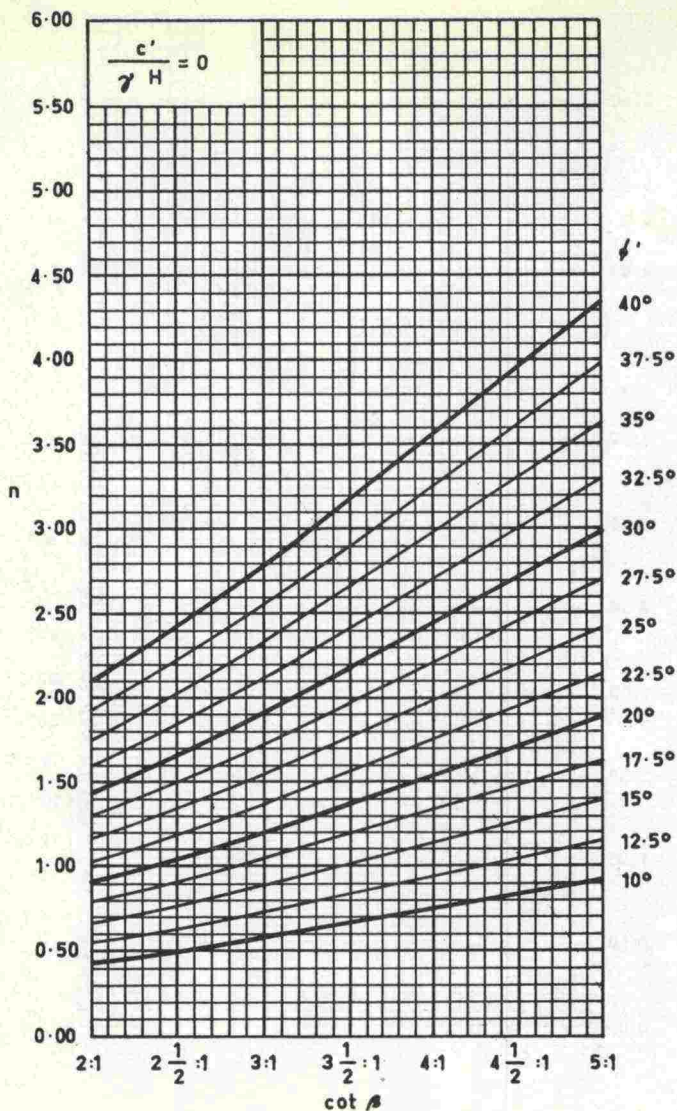
Samoin kuin $\phi = 0$ -menetelmässä joudutaan $c-\phi$ -menetelmässäkin kerroksellisessa maaperässä usein tarkastelemaan ympyrän muodosta poikkeavia, tavallisesti pitkiä ja laakeita liukupintoja. Tämä merkitsee mm. seuraavaa:

- 1) kaavoja (25) ja (26) ei voida käyttää, koska ne perustuvat ympyrän muotoisen liukupinnan keskipisteen suhteen laskettuun momenttiyhtälöön,
- 2) lamellien välisten voimien vaikutus, mikä ympyrän muotoisilla liukupinnoilla on merkityksellinen, lisääntyy ja niiden vaikutus tulisi ottaa huomioon ainakin tarkoissa laskelmissa.



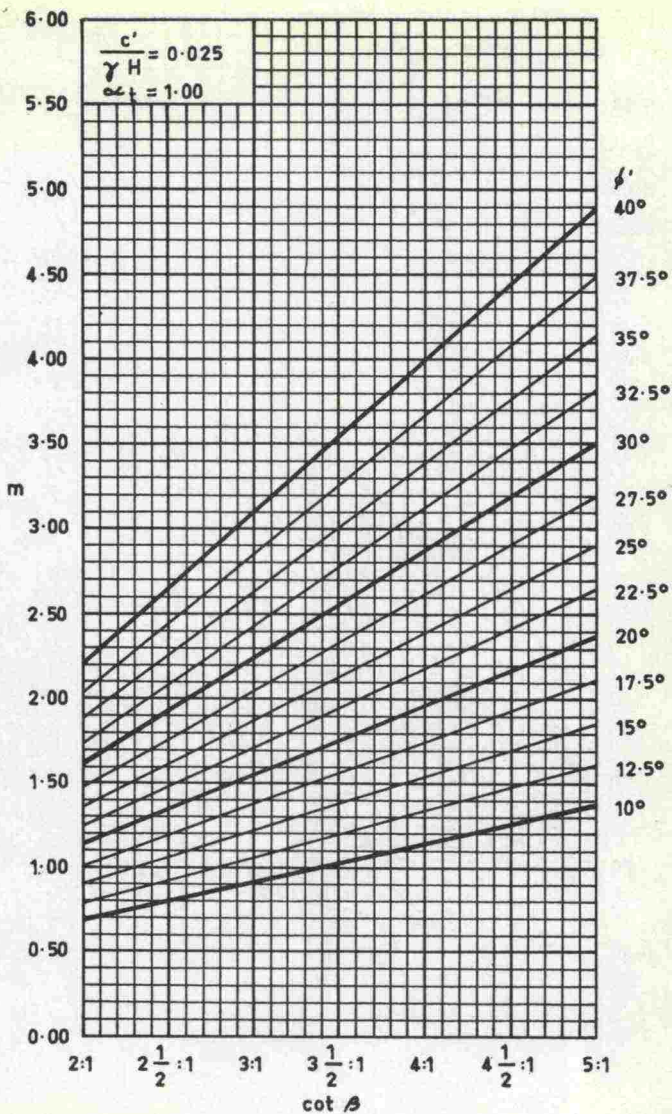
Kuva 13 a:

Vakavuuseroin m , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0$ (Bishop-Morgenstern).



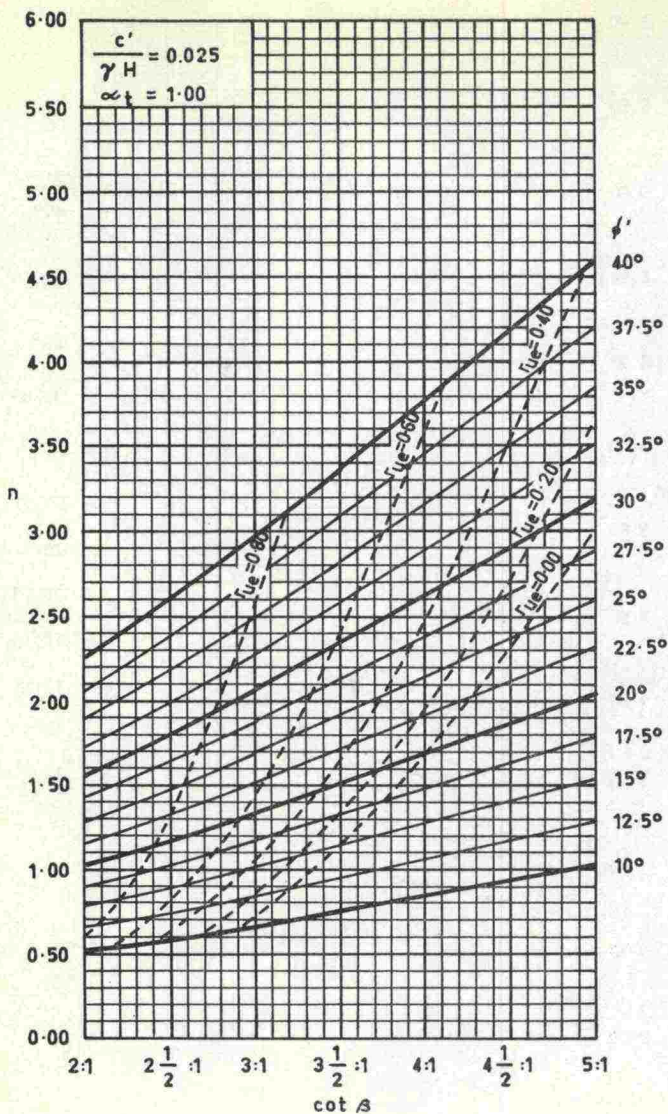
Kuva 13 b:

Vakavuuskerroin n , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0$ (Bishop-Morgenstern).



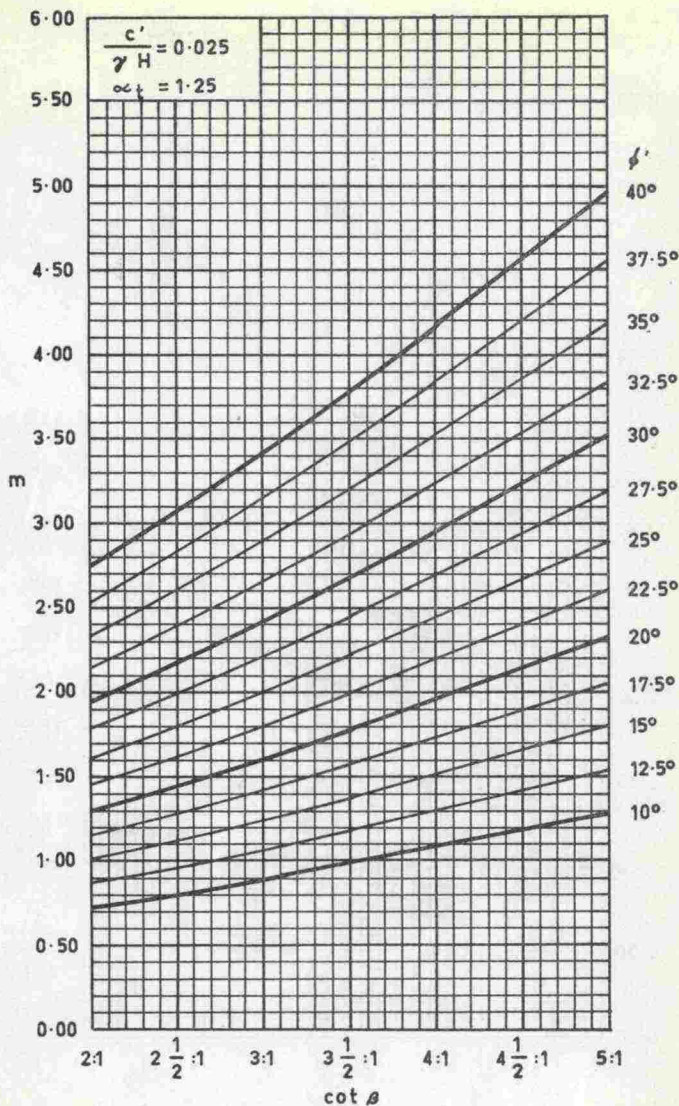
Kuva 13 c:

Vakavuuserroin m , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.025$ ja $\alpha_t = 1.00$ (Bishop-Morgenstern).



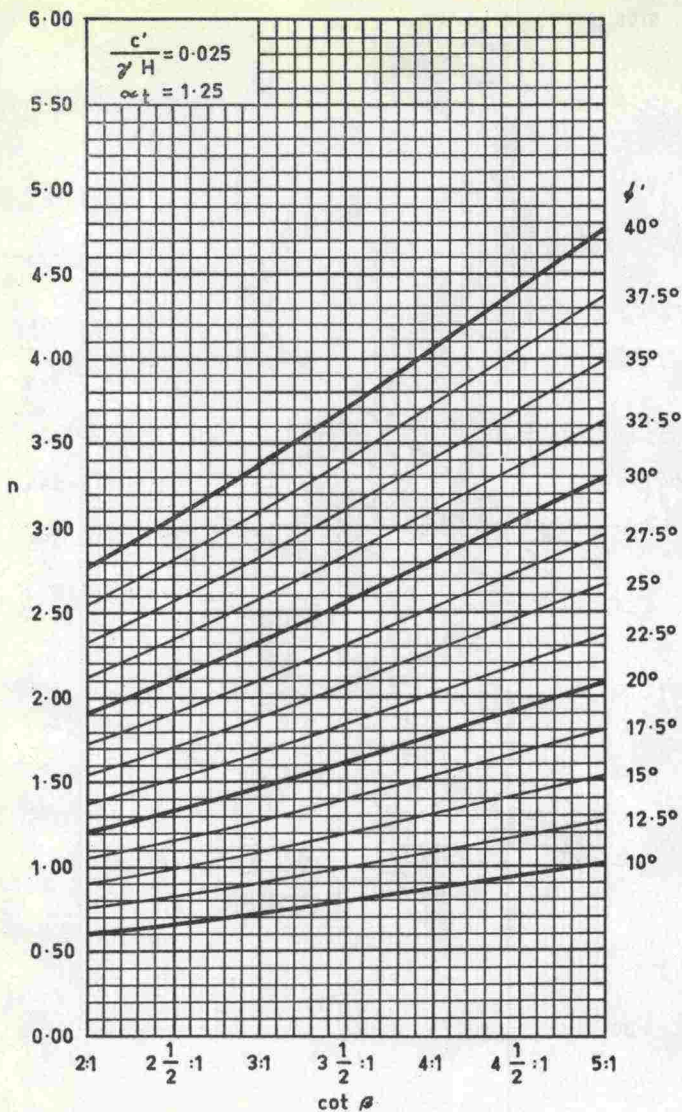
Kuva 13 d:

Vakavuuskerroin n , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.025$ ja $\alpha_t = 1.00$ (Bishop-Morgenstern).



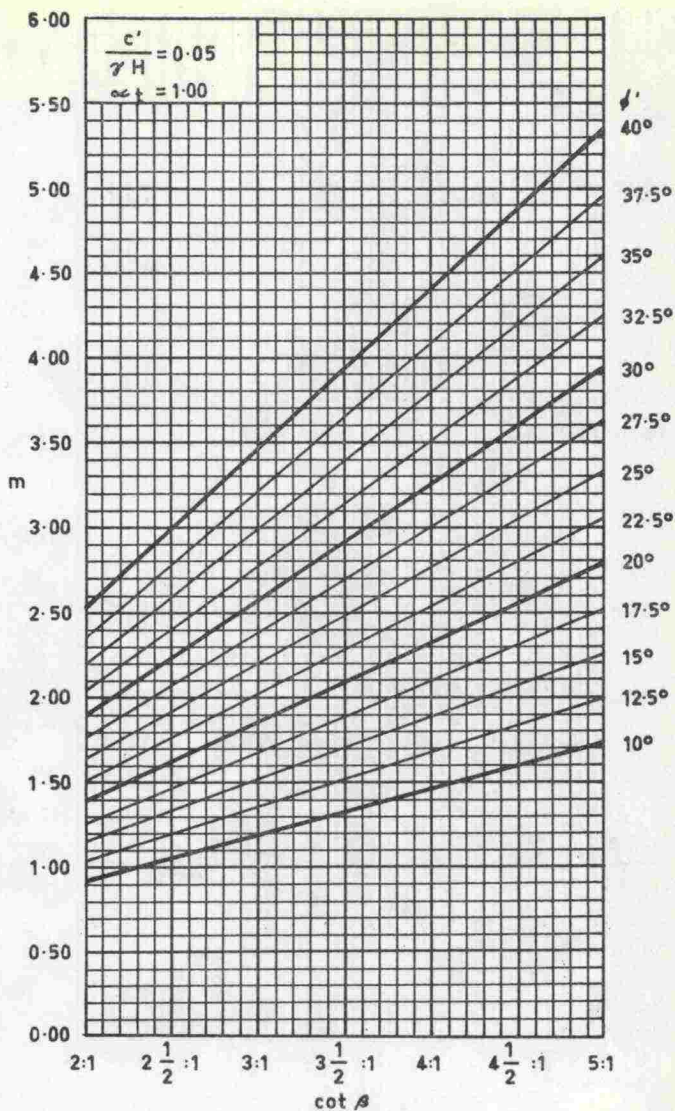
Kuva 13 e:

Vakavuuskerroin m , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.025$ ja $\alpha_t = 1.25$ (Bishop-Morgenstern).



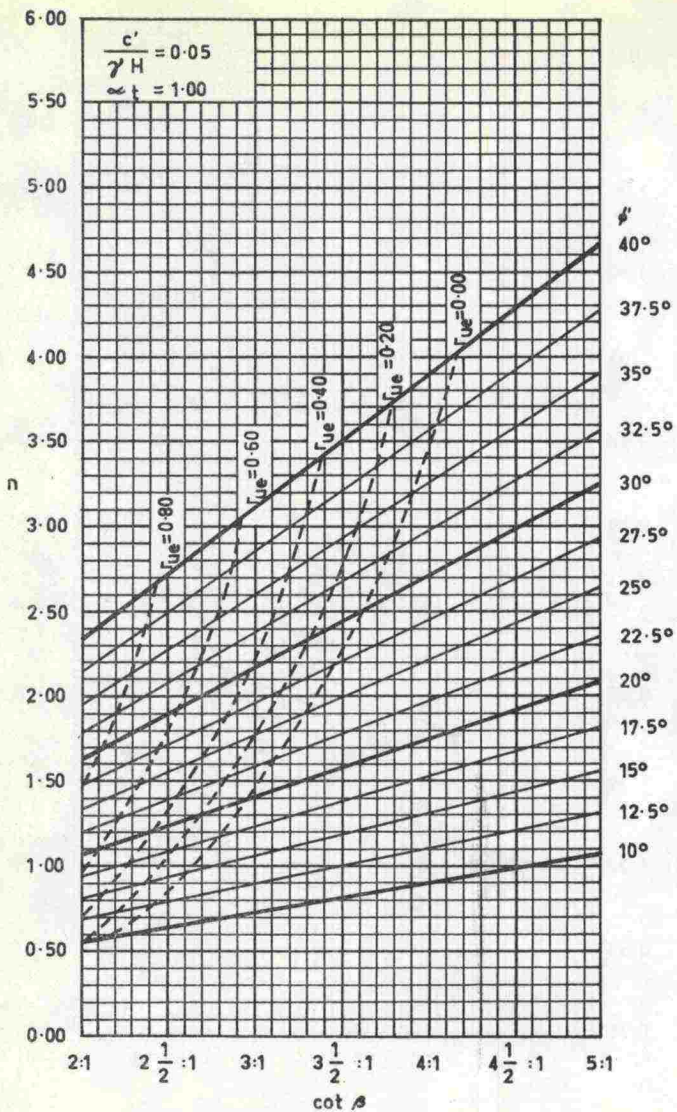
Kuva 13 f:

Vakavuuskerroin n , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.025$ ja $\alpha_t = 1.25$ (Bishop-Morgenstern).



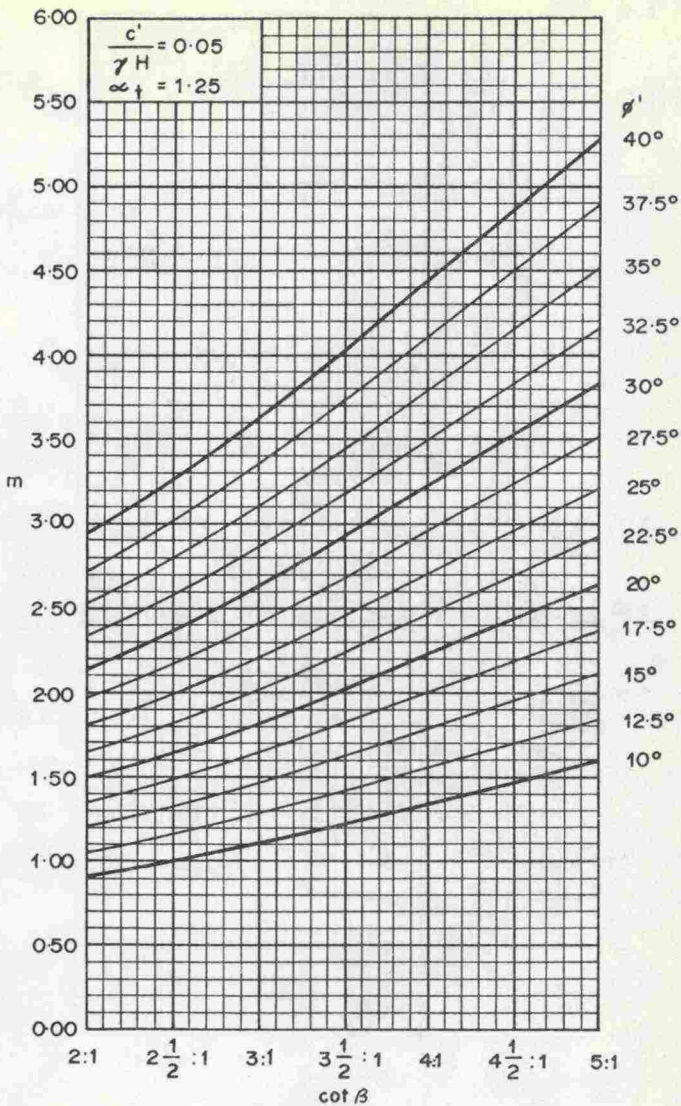
Kuva 13 g:

Vakavuuskerroin m , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$ ja $\alpha_1 = 1.00$ (Bishop-Morgenstern).



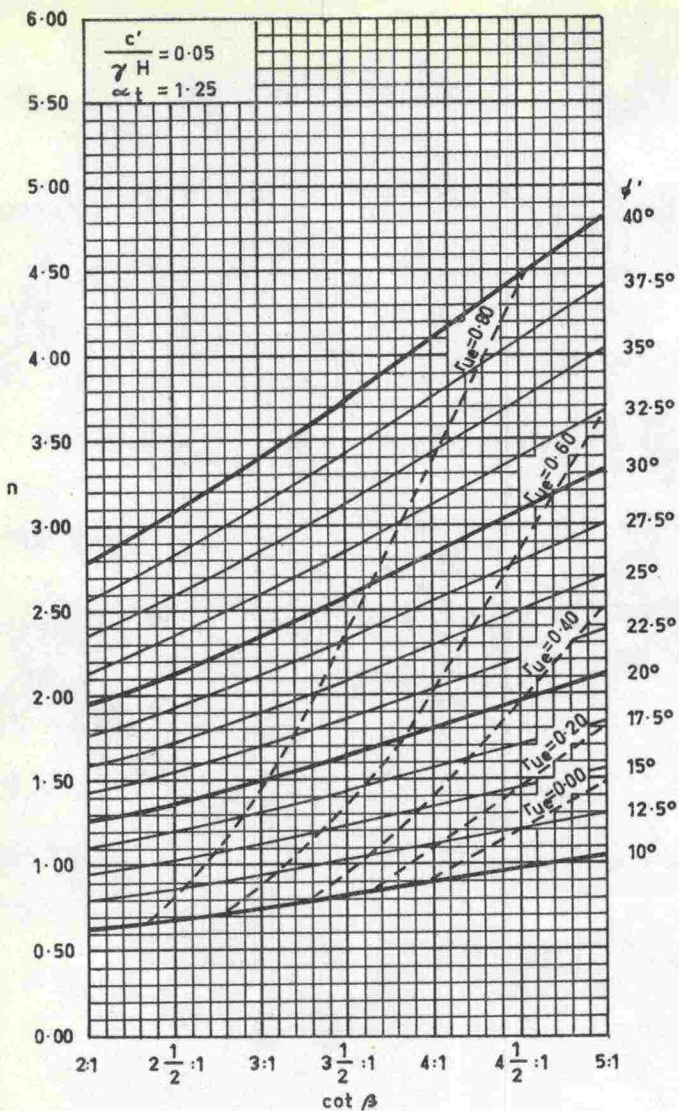
Kuva 13 b:

Vakavuuskerroin n , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$ ja $\alpha_t = 1.00$ (Bishop-Morgenstern).



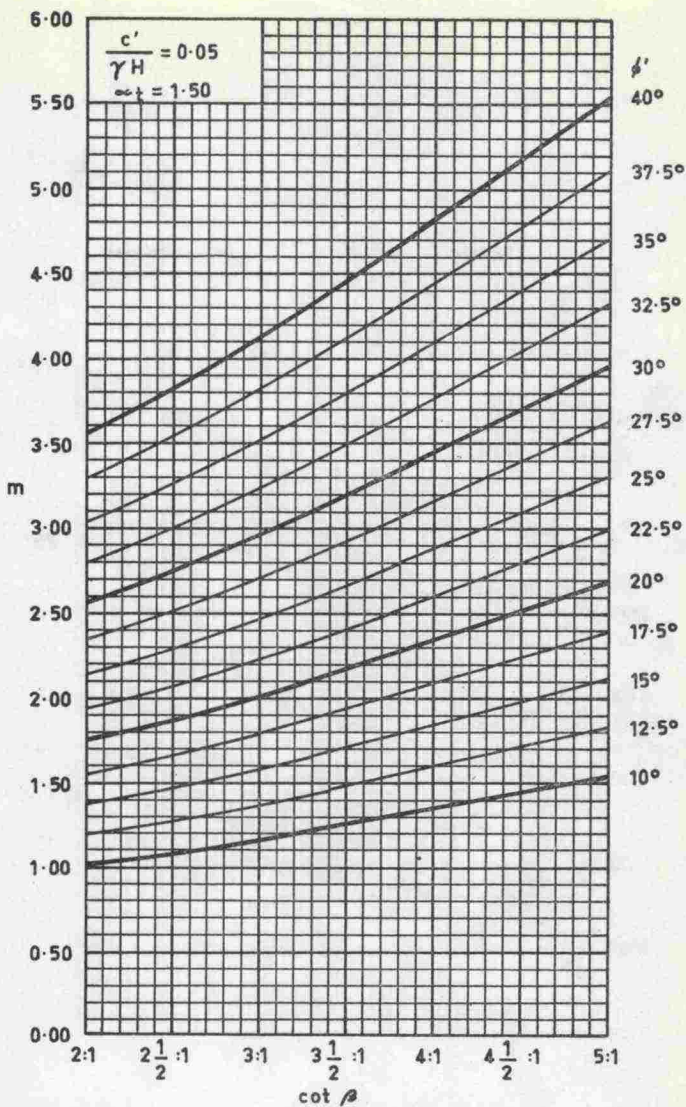
Kuva 13 i:

Vakavuuserroin m , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$ ja $\alpha_i = 1.25$ (Bishop-Morgenstern).



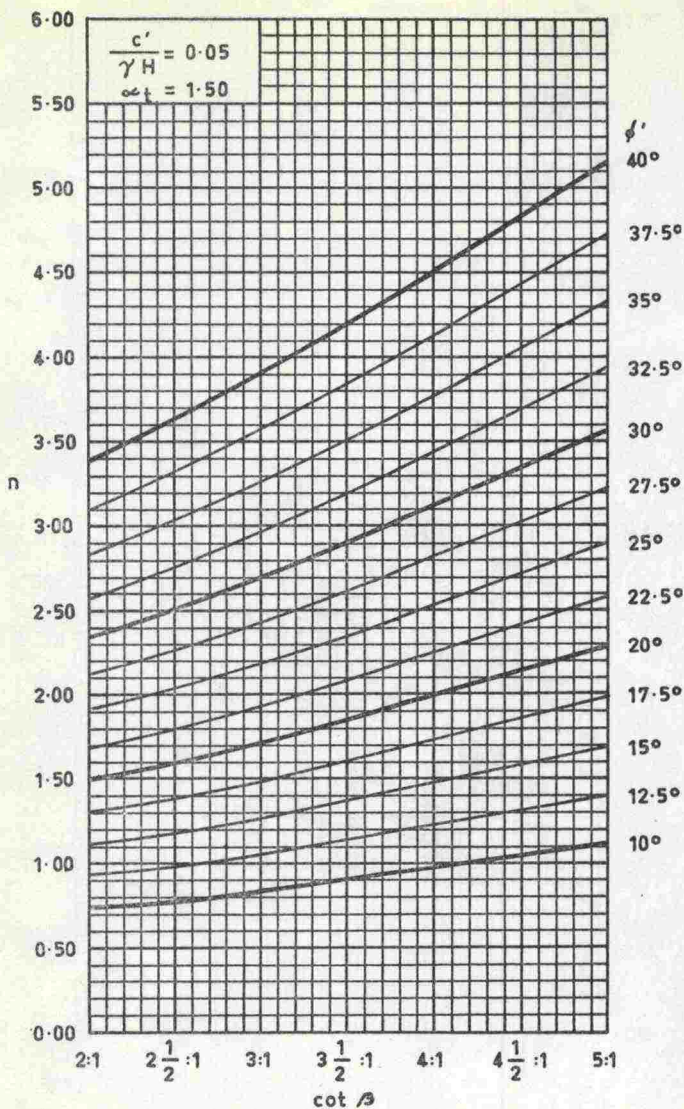
Kuva 13 j:

Vakavuuserroin n , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$ ja $\alpha_t = 1.25$ (Bishop-Morgenstern).



Kuva 13 k:

Vakavuuskerroin m , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$ ja $\alpha_t = 1.50$ (Bishop-Morgenstern).



Kuva 13 l:

Vakavuuserroin n , kun $\frac{c'}{\gamma H} = 0.05$ ja $\alpha_t = 1.50$ (Bishop-Morgenstern).

Laskut voidaan parhaiten suorittaa Janbun kehittämällä menetelmällä, joka perustuu lamelleihin vaikuttavien voimien tasapainoyhtälöön vaakasuoran suunnan suhteen.

Varmuuskerroin voidaan tällöin laskea kaavalla (28).

$$(28) F = f_0 \frac{1}{\sum w \operatorname{tg} \alpha} \sum \left[\left\{ c' \Delta x + (w - u \Delta x) \operatorname{tg} \phi' \right\} \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + \frac{1}{F} \operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg} \alpha} \right]$$

missä f_0 on kuvasta 10 saatava kerroin, jonka avulla otetaan huomioon lamellien väliset voimat. Muut merkinnät ovat samat kuin kuvassa 11 ja kaavoissa (25) ja (26), joita yhtälö (28) rakenteeltaan suuresti muistuttaa. Laskelmat on syytä järjestää taulukon muotoon kuvassa 12 esitetyn periaatteen mukaisesti.

1.47 TIETOKONEIDEN KÄYTTÖ

Perusteellisten vakavuuslaskelmien suorittaminen on varsinkin $c-\phi$ -menetelmällä paljon aikaa ja vaivaa vaativaa työtä. Tämän vuoksi on luonnollista, että apuna on pyritty käyttämään tietokoneita. Niillä saavutetaan mm. seuraavia teknillisiä etuja:

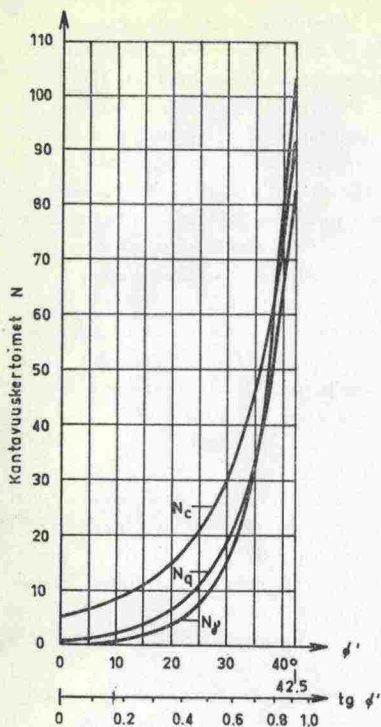
- 1) voidaan erittäin lyhyessä ajassa tutkia suuri määrä liukupintoja, jolloin mahdollisuudet löytää todella vaarallisin lisääntyvät
- 2) voidaan käyttää sellaisia tarkkoja, statiikan kaikki tasapainoehdot täyttäviä laskumenetelmiä, jotka ovat liian työläitä käsin laskettaviksi.

Maassamme on käytännön laskelmissa tällä hetkellä käytettävissä kaksi matematiikkakoneohjelmaa IBM 360-konetyypille, Valtion teknillisen tutkimuslaitoksen ohjelma sekä edellisestä hiukan muunneltu tie- ja vesirakennushallituksen ohjelma (menetelmän selostus sekä lähtöarvotaulukojen täyttöohjeet selostuksessa: maa-leikkausluiskien vakavuuslaskenta tvh/Ls- ja atk-elin 27.1.1969/HV). Laskuaika on sekunnin suuruusluokkaa keskikokoista liukupintaa lohti. Ohjelmat perustuvat Bishopin menetelmään (kaava 26) ja niillä voidaan suorittaa sekä $\phi = 0$ että $c-\phi$ -menetelmän mukaisia laskuja. Kummallakin menetelmällä kerätään maan pinnan geometriset ja geotekniset tiedot (huokosveden paine mukaan luettuna) määrättyllä tavalla laadituille kaavakkeille, joista ne lävistetään reikäkortille. Vastaavanlaisille kaavakkeille kerätään edelleen tutkittavaksi haluttujen ympyrän muotoisten liukupintojen keskipisteiden koordinaatit ja säteiden pituudet. Ohjelmat eivät siten hae automaattisesti vaarallisinta liukupintaa, kuten jotkut ulkomailla kehitetyt.

Edellämainitut ohjelmat tulevat kysymykseen lähinnä vaativissa laskelmissa. Erään mahdollisuuden yksinkertaisempienkin vakavuuslaskelmien suorittamiseen nykyaikaisin menetelmin tarjoavat yleistymässä olevat pöytä-tietokoneet.

1.48 KANTAVUUSKAAVAT

Maanpinnan ollessa vaakasuora ja pohjamaan laadultaan homogeenista



Kuva 14:
Kantavuuskertoimet N_γ , N_q ja N_c
DIN-normien mukaan.

voidaan kantavuuden laskemisessa liukupinta-analyysin asemesta käyttää ns. puolikokeellisia kantavuuskaavoja. Varsin edullista tämä on kitkamaissa, joissa muuten jouduttaisiin suorittamaan työläitä laskelmia $c-\phi$ -menetelmällä.

Perustan laskelmille antaa Terzaghin kantavuuskaava:

$$(29) P_{\text{murto}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c$$

N_γ , N_q ja N_c ovat dimensiottomia kantavuusvakioita ja B kuormituksen (esim. perusanturan) leveys. Kaava (29) on voimassa pitkälle kapealle kuormitukselle. Yleisemmässä muodossa, missä mm. otetaan huomioon perustuksen muoto, voidaan kaava (29) DIN-normien mukaan (DIN-4017) kirjoittaa muotoon

$$(30) P_{\text{murto}} = \gamma_1 B N_\gamma V_B + \gamma_2 D N_q V_D + c N_c V_c$$

N_γ , N_D ja N_c ovat kuvasta 14 saatavia kantavuuskertoimia.

V_B , V_D ja V_c ovat taulukosta 1 saatavia peruslaatan muodosta riippuvia kertoimia. Lisäksi merkitsevät:

Taulukko 1. Kantavuuskaavan muotokertoimet.

Peruslaatan muoto	V_B	V_D	V_c
Pitkä, $B/L \approx 0$	1.0	1.0	1.0
Suorakaide	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$
Neliö tai ympyrä	0.6	1.3	1.3

- B peruslaatan leveys (m)
 γ_1 maan tilavuuspaino perustamistason alapuolella (Mp/m^3)
 γ_2 maan tilavuuspaino perustamistason yläpuolella (Mp/m^3)
D perustamistason pienin etäisyys maan pinnasta (m)
L peruslaatan pituus (m)
c koheesio (Mp/m^2)

Mikäli perustus on ympyränmuotoinen, voidaan sitä käsitellä neliönä, jonka sivu $B = R\sqrt{\pi} = 1.8 R$ (R = ympyrän säde).

Koheesiomaassa, missä $\phi = 0$, voidaan kaava (29) kuvan 14 mukaan kirjoittaa muotoon

$$(31) P_{\text{murto}} = \gamma_2 D v_D + 5.14 c v_c$$

Terzaghin mukaan on löyhillä kitkamailla lisäksi otettava huomioon ns. paikallisen, kuormituksen reunoilta tapahtuvan murtuman mahdollisuus. Tämä voidaan tehdä parhaiten käyttämällä kitkakulman ϕ asemesta kitkakulmaa ϕ_{red} siten, että

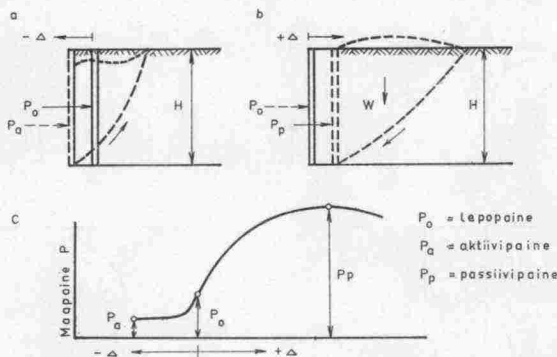
$$\text{tg } \phi_{\text{red}} = \frac{2}{3} \text{tg } \phi.$$

1.5 Maanpaine

1.51 MAANPAINEEN LAJIT

Maanpaineella tarkoitetaan rakenteen ja maan kosketuspinnassa vaikuttavaa voimaa. Maanpaineen suuruus, suunta ja jakautuminen sekä resultant-

tin vaikutuspisteen sijainti riippuvat maan ja rakenteen keskinäisistä liikkeistä. Maanpaineen kuormittamia rakenteita mitoitettaessa muodostuu yleensä joku seuraavista maanpaineen arvoista (kuva 15) määrääväksi:



Kuva 15:

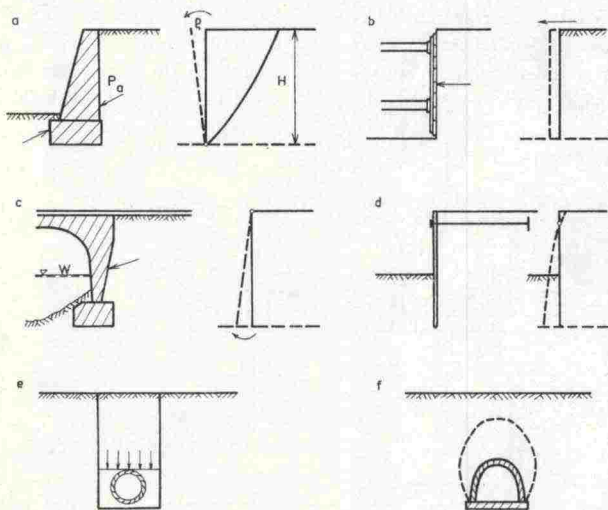
Maanpaineen lajit. Maanpaineen suuruus riippuu maan ja rakenteen keskinäisistä liikkeistä ja rakenteen liikkumissuunnasta.

- Aktiivinen maanpaine
- Passiivinen maanpaine
- Lepopaine.

Aktiivisen maanpaineen eli maanpaineen minimiarvon perusteella mitoitetaan ne rakenteet, jotka pääsevät liikkumaan maanpaineen vaikutussuunnassa niin paljon, että rakennetta ympäröivään maahan voi kehittyä liukupinta tai vyöhyke, jossa maan leikkausvastus on täysin kehittynyt. Aktiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä (Δ) on tavallisesti pieni. Esim. kuvassa 16 a olevaan tukimuuriin kohdistuva maanpaine voidaan laskea aktiivisena maanpaineena, jos muurin harja liikkuu maanpaineen

vaikutussuunnassa 0.1...1.0 % muurin korkeudesta H.

Passiivisen maanpaineen eli maanpaineen suurimman raja-arvon perusteella mitoitetaan ne rakenteet, jotka liikkuvat ulkoisen kuormituksen johdosta maanpaineen vaikutussuuntaa vastaan niin paljon, että rakennetta ympäröivään maahan muodostuu liukupinta tai vyöhyke, jossa maan leikkausvastus on täysin kehittynyt. Passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä on yleensä huomattavasti suurempi kuin aktiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä. Tämän siirtymän suuruus on yleensä sitä pienempi, mitä tiiviimpään maalajiin liukupinta tai vyöhyke



Kuva 16:

Yleisimmät maanpaineen kuormittamat rakenteet. a. tukimuuri, b. peruskuopan suojaseinä, c. sillan maatuki, d. ankkuroitu tukiseinä, e. kaivantoon asennettu putki, f. maanalainen holvi (Kézdi 1962).

kehittyä. Passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä on yleensä suuruusluokkaa 1...3 % rakenteen korkeudesta. Passiivinen maanpaine voidaan ottaa huomioon vain sellaisissa rakenteissa, joissa sen kehittymiseen tarvittava liike on sallittu (Pohjarakennuksen normit 1964).

Lepopaineen perusteella mitoitetaan ns. myötäämättömät rakenteet, joita ympäröivä maa pysyy kimmoisessa tilassa. Lepopaine lasketaan kimmoteorian perusteella.

Kuvassa 16 on esitetty eräitä tärkeimpiä käytännössä esiintyviä maanpaineen kuormittamia rakenteita. Eräisiin rakenteisiin (esim. ankkuroituun tukiseinään) voi samanaikaisesti kohdistua aktiivinen ja passiivinen maanpaine.

1.52 MAANPAINEEN KUORMITTAMIA RAKENTEIDEN SUUNNITTELU

Maanpaineen kuormittamien rakenteiden suunnittelua varten on rakennuspaikalla suoritettava maastotutkimus, jonka perusteella selvitetään rakenteen päämitat (pituus, korkeus jne.) sekä lisäksi geoteknillinen selvitys rakennuspaikan maaperäolosuhteista. Geoteknilliseen selvitykseen kuuluvat rakennuspaikan pohjatutkimus ja sitä täydentävät laboratoriotutkimukset. Jos suunniteltavan rakenteen viereen ajetaan ja tiivistetään täytemaata, on tutkittava myös maanottopaikat ja niissä esiintyvien maalien geoteknilliset ominaisuudet ko. tiiviudessa.

Maanpaineen kuormittamien raken-

teiden suunnittelu tapahtuu yleensä seuraavassa järjestyksessä:

- Rakennuspaikan valitseminen
- Rakenteen päämittojen määrittäminen rakennuspaikan korkeussuhteiden yms. perusteella
- Perustamistason alapuolella olevien maakerrosten ja rakennetta ympäröivien luonnontilaisten maa-lajien ja sen viereen ajettavan täytemaan geoteknillisten ominaisuuksien määrittäminen (geoteknillinen selvitys)
- Rakenteen perustamistavan (kallio, maanvarainen, paaluperustus) määrittäminen
- Selvitys rakennustyön aikana huomioonotettavista geoteknillisistä kysymyksistä. (Esim. peruskuopan tukeminen, työnaikainen pohjaveden alennus, täytemaan tiivistäminen jne.)
- Rakenteeseen kohdistuvien maanpaineiden määrittäminen
- Rakenteeseen kohdistuvan vedenpaineen ja sen virtaustilan määrittäminen
- Rakenteen mitoittaminen rakennustyön aikana ja käyttötilassa esiintyvien määrävien kuormitusten perusteella
- Rakenteen vakavuuden määrittäminen.

Maanpaineen kuormittaman rakenteen mitoituksessa tarvittavat geoteknilliset ominaisuudet voidaan yksinkertaisimmissa tapauksissa arvioida luokitteluominaisuuksien ja kairaus-tulosten perusteella. Tärkeimmissä tapauksissa on nämä ominaisuudet (tilavuuspaino, leikkauslujuus ja maapohjan painumisominaisuudet) tutkit-

tava kuitenkin laboratoriossa luonnontilaisten tai ko. tiiviytteen sullottujen maanäytteiden avulla.

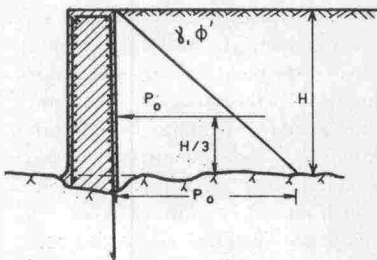
Rakenteen kanssa kosketukseen tuleva täytemaa on tavallisesti karkearakeista kitkamaalajia. Näiden maalajien sekä myös moreenimaalajien tilavuuspaino ja kitkakulma voidaan em. yksinkertaisimmissa tapauksissa arvioida riittävän tarkasti luokitteluo-minaisuuksien (rakeisuuden ja tiivi-yden) perusteella. Rakennuspaikalla tehtyjen kairausten sekä rakeisuuden perusteella voidaan arvioida myös luonnontilaisten kitka- ja moreeni-maalajien tilavuuspainon ja kitkakul-man suuruusluokka. Jos rakennuspai-kalla esiintyvät maalajit ovat hienora-keisia koheesio- ja silttimaalajeja, on maanpaine- ja vakavuuslaskelmissa tar-vittava leikkauslujuus ja tilavuuspaino tutkittava sitä vastoin luonnontilaisista maanäytteistä laboratoriossa. Em. hienorakeisten maalajien kuivattama-ton leikkauslujuus voidaan määrittää myös rakennuspaikalla (in situ) siipi-kairan avulla. Hienorakeisten maala-jien leikkauslujuutta ei sitä vastoin voida määrittää luokitteluo-minaisuuksien perusteella. Siipikairalla tai labo-ratoriossa puristus- ja kartiokojeilla määritetyn leikkauslujuuden perustee-la voidaan laskea ns. lyhytaikainen (rakennustyönaikainen) vakavuus ja maanpaine. Jos "pitkäaikaisen" vaka-vuuden ja maanpaineen määrittäminen osoittautuu tarpeelliseksi, on hienora-keisten maalajien leikkauslujuuspara-metrit (c' ja ϕ') määritettävä luon-nontilaisista maanäytteistä laborato-riossa. Laskelmissa käytettävä huokos-vedenpaine arvioidaan maastossa teh-

tävien mittausten tai teoreettisen vir-tausverkoston avulla.

Rakennusteknisestä suunnittelusta vastaavan konstruktöörin ja geotekni-lisen asiantuntijan on oltava jatku-vasti yhteydessä toisiinsa suunnittelu-työn eri vaiheissa. Molempia em. asiantuntijoita tarvitaan lisäksi työn-johdon apuna rakennustyön aikana.

1.53 JÄYKKÄÄN TUKIMUURIIN KOHDISTUVA MAANPAINEN

Maanpaineen laskemistapa riippuu lähinnä tukimuurin perustamismene-telmästä. Maanvaraiseksi tai paaluille perustettu tukimuri pääsee yleensä liikkumaan maanpaineen suunnassa niin paljon, että maanpaine voidaan laskea aktiivisena paineena. Kalliolle perustettu tukimuri saattaa sitä vas-toin olla niin jäykkä (myötäämätön), että siihen kohdistuva maanpaine on laskettava lepopaineena. Kuvassa 17 esitetyissä olosuhteissa tukimuriin kohdistuva maanpaine lasketaan kaa-van (32) avulla.



Kuva 17:
Lepopaineen määrittäminen.

$$(32) P_o = \frac{\gamma H^2}{2} K_o$$

P_o lepopaine

$p_o = \gamma H K_o$

$K_o = 1 - \sin \phi'$ (lepopainekerroin)

ϕ' kitkakulma

H tukimuurin korkeus

Jos tukimuuriin kohdistuu maanpaineen lisäksi myös vedenpaine, on se laskettava erikseen. Kaavaa (32) sovellettaessa on tilavuuspainolle tällöin vastaavasti käytettävä pienennettyjä arvoja ($\gamma - \gamma_w$).

Maanvaraiseksi ja paaluille perustettavaan tukimuuriin kohdistuva maanpaine lasketaan aktiivisena paineena. Pohjarakennuksen normien mukaan aktiivinen paine voidaan laskea klassillisen maanpaineteorian mukaan joko anlyyttisellä tai graafisella Coulombin teoriaan perustuvalla menetelmällä. Muitakin luotettavia ko. tapaukseen soveltuvia laskutapoja saadaan myös käyttää. Muista laskutavoista tulee kysymykseen mm. Brinch Hansenin (1953) kehittämä maanpai-

neteoria. Tämän teorian soveltaminen muodostuu kuitenkin yleensä suuritöisemmäksi kuin em. graafisten ja analyttisten laskumenetelmien käyttäminen. Vereinigung Schweizerischer Strassenfachmänner (1966) on laatinut yksityiskohtaisen mitoitusmenetelmän laskutaulukkoineen eri tyyppisten tukimuurien mitoittamista varten. Menetelmä perustuu klassilliseen maanpaineteoriaan ja tasoliukupintoihin.

Kun maan ja tukimuurin välinen kitka ja koheesio otaksutaan nolaksi, aktiivinen maanpaine lasketaan kuvassa 18 esitetyissä olosuhteissa kaavan (33) avulla.

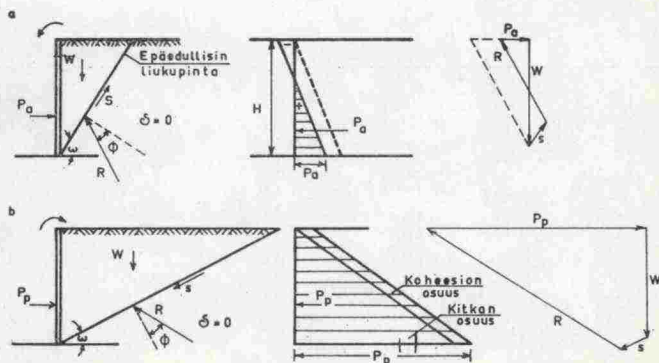
$$(33) P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

$$p_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \text{aktiivisen maanpaineen kerroin}$$

c koheesio

Niissä maalajeissa, joissa leikkauslujuus muodostuu koheesiosta ja kitkas-



Kuva 18:
Aktiivi- ja passiivipaineen määrittäminen.

ta, saadaan maanpaineen intensiteetille (p_a) maanpinnan läheisyydessä usein negatiivinen arvo (kuva 18 a). Pohjarakennuksen normien mukaan on maanpaine tällöin otaksuttava vähintään yhtä suureksi kuin maanpinnan tasoon ulottuvan vesikerroksen aiheuttama paine. Kun tukimuuriin kohdistuva maanpaine ja vedenpaine laske- taan erikseen, on em. tapauksessa kiini- nitettävä huomiota siihen, ettei veden painetta lasketa kaksinkertaisena. Tau- lukossa 2 on esitetty maanpainekertoimien arvot kitkakulman vaihdellessa. Kertoimien K_{ah} ja K_{ph} avulla voidaan määrittää maanpaineen horisontaali- komponentti, kun maan ja rakenteen välinen kitkakulma on $\frac{2}{3} \phi$.

Jos tukimuurin takana oleva maan- pinta on kalteva tai epämääräinen, ei maanpainetta voida laskea kaavan (33) avulla. Maanpaine määritetään tällöin yksinkertaisimmin graafisesti si-

ten, että voimamonikulmio (kuva 18 a) piirretään 5...6 kertaa liuku- pinnan kaltevuuskulman (ω) vaihdel- lessa (Janbu-Bjerrum-Kjærnsli 1966). Aktiivipaine voidaan laskea myös sy- linterinmuotoisia liukupintoja käyt- täen.

Rakenteeseen kohdistuva passiivinen maanpaine lasketaan kuvassa 18 b esi- tetyissä olosuhteissa kaavan (34) avul- la. Rakenteen ja maan välinen kitka ja koheesio on otaksuttu nolllaksi.

$$(34) \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

$$p_p = \gamma H K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \text{passiivisen}$$

maanpaineen kerroin

c = koheesio

Taulukossa 2 on esitetty passiivisen maanpainekertoimen arvot kitkakul- man vaihdellessa ja kun liukupinta on taso (kuva 18 b). Liukupinta voi olla

Taulukko 2. Maanpainekertoimet (Loos-Grasshoff 1963).

Kitkakulma ϕ°	Maanpainekerroin, tasoliukupinnat			
	K_a	K_{ah}	K_p	K_{ph}
	$\delta = 0$	$\delta = -\frac{2}{3} \phi$	$\delta = 0$	$\delta = +\frac{2}{3} \phi$
10	0.70	0.65	1.42	1.61
12.5	0.64	0.58	1.55	1.83
15	0.59	0.52	1.70	2.12
17.5	0.54	0.47	1.86	2.41
20	0.49	0.43	2.04	2.79
22.5	0.45	0.38	2.24	3.30
25	0.41	0.35	2.46	3.89
27.5	0.37	0.31	2.72	4.65
30	0.33	0.28	3.00	5.74
32.5	0.30	0.25	3.32	7.10
35	0.27	0.22	3.69	9.23
37.5	0.24	0.20	4.11	12.07
40	0.22	0.18	4.60	16.53
45	0.17	0.14	5.83	39.93

myös kaareva, jolloin passiivipaine saavuttaa yleensä tasoliukupinnan avulla laskettua arvoa pienemmän arvon. Pohjarakennuksen normien mukaan on passiivipaineen arvo tämän vuoksi tarkistettava erimuotoisilla liukupinnoilla, jos passiivisen maanpaineen suuruuden tarkka tunteminen on tarpeen.

Pohjarakennuksen normien mukaan on aktiivinen ja passiivinen paine laskeettava siten, että resultantti otaksutaan vaakasuoraksi (kuva 18) silloin, kun rakenteen maata vasten oleva seinä on sileä tai jos maa on altis tärinälle. Pehmeässä koheesiomaassa ($\phi = 0$) resultantti otaksutaan yleensä aina vaakasuoraksi. Kitkamaassa voidaan aktiivipaineen otaksua suuntautuvan vinosti alaspäin silloin, kun seinä on korkea ja kun maahan ei kohdistu dynaamisia kuormituksia. Seinän normaalin ja maanpaineen vaikutussuunnan välinen kulma (δ) saadaan otaksua kuitenkin korkeintaan

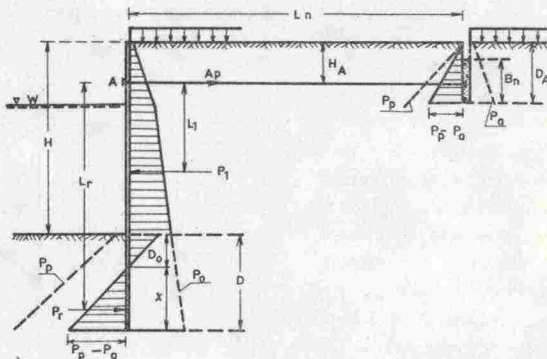
$\frac{2}{3} \phi$:ksi. Em. olosuhteissa passiivipaineen voidaan otaksua suuntautuvan vinosti ylöspäin, siten että $\delta \leq \frac{1}{2} \phi$. Passiivipaineen pystysuoran komponentin on kuitenkin oltava rakenteen painoa pienempi.

1.54 ANKKUROITUUN TUKISEINÄÄN KOHDISTUVA PAINE

Ankkuroidun tukiseinän (kuva 19) mitoitus käsittää seuraavat osatehtävät:

- Juntaussyvyyden (D) määrittäminen
- Vetotankoon kohdistuvan kuormituksen (A_p) määrittäminen
- Seinärakennetta kuormittavan maksimimomentin (M_m) määrittäminen ja seinärakenteen mitoitus
- Ankkurin mitoitus.

Seinään kohdistuva maanpaine ja sen jakautuminen lasketaan yleensä



Kuva 19:
Ankkuroidun tukiseinän mitoitusuureet.

klassillisen maanpaineteorian perusteella. Koska ankkuroidun tukiseinän mitoittaminen tulee kysymykseen verrattain harvoin ja koska tämän rakenteen mitoittamista varten on mm. Norjan geoteknillisen instituutin julkaisussa n:o 16 (Janbu-Bjerrum-Kjærnsli 1966) esitetty seikkaperäiset ohjeet, ei tässä yhteydessä käsitellä mitoittamiseen liittyviä yksityiskohtia.

1.55 PERUSKUOPAN SUOJASEINÄÄN KOHDISTUVA MAANPAINE

Peruskuoppien suojaseinät, jotka voidaan useimmissa tapauksissa katsoa tilapäisiksi rakenteiksi, on mitoitettava siten, että saavutetaan kaivu- ja rakennustyön kaikissa vaiheissa riittävä varmuus seinään kohdistuvan maanpaineen aiheuttamaa sortumista vastaan ja lisäksi siten, ettei kuopan pohja nouse ympärillä olevan maan ja muiden kuorimitusten johdosta ja edelleen siten, ettei kuopan pohja murre hydraulisesti, ks. kohdat 1.8 ja 3.572.

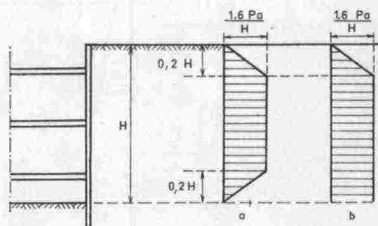
Peruskuopan suojaseinään kohdistuva maanpaine lasketaan aktiivisena maanpaineena kohdassa 1.53 esitetyillä tavoilla. Koheesiomaahan kaivettavan kuopan seinään kohdistuva maanpaine voidaan laskea esim. siipikairalla määritetyn kuivattamattoman leikkauslujuuden perusteella ($\phi = 0$ -menetelmällä). Koska kysymyksessä on tilapäinen rakenne, ei koheesiomaalajien leikkauslujuusparametrien (c' ja ϕ') tunteminen ole yleensä tarpeellista. Maanpaineen otaksutaan eri maalajeissa jakautuvan kuvassa 20 esitetyllä ta-

valla seinää ja sitä tukevia rakenteita mitoitettaessa.

Svenska Teknologföreningin asettama toimikunta (Normkommitté för vatten- och avloppshandlingar 1966 ja 1967) on laatinut yksityiskohtaiset ohjeet vesi- ja viemärijohtojen yms. kaivantojen suojaseinien rakentamista varten. Nämä ohjeet on laadittu kaivutöiden yhteydessä usein tapahtuvien ja ihmishenkien menetykseen johtavien tapaturmien välttämiseksi. Ohjeita voidaan soveltaa myös Suomen olosuhteissa.

1.56 VEDENPAINE

Kuten edellä on mainittu, lasketaan maanpaineen kuormittamiin rakenteisiin kohdistuva maanpaine ja vedenpaine tavallisesti erikseen, jos pohjaveden pinta tai rakenteen läheisyydessä olevan vesistön pinta on niin korkealla, että rakenteeseen kohdistuu sen käyttöaikana myös vedenpaine. Mitoituksessa huomioonotettava vedenpaine on määritettävä epäedullisimpien käy-



Kuva 20:

Peruskuopan suojaseinään kohdistuvan maanpaineen jakautuminen a. tiiviissä kitkamaalajissa, b. löyhässä kitkamaalajissa ja koheesiomaalajissa.

tännössä esiintyvien vedenkorkeuksien ja epäedullisimman virtaustilan perusteella. Varsinkin veteen rakennettavissa peruskuopissa vedenpaine on usein suurempi kuin maanpaine. Jos vedenpintojen korkeusero rakenteen eri puolilla on pieni, voidaan vedenpaineen otaksua jakautuvan hydrostaattisesti. Jos vedenpintojen korkeusero on esim. peruskuopan suojaseinien ulko- ja sisäpuolella useita metrejä, ei vedenpaineen jakautumista voida otaksua hydrostaattiseksi, sillä virtaavassa tilassa oleva vesi aiheuttaa seinän ulkopintaan hydrostaattista painetta pienemmän ja seinän sisäpintaan hydrostaattista painetta suuremman vedenpaineen. Virtaavassa tilassa olevan veden aiheuttama paine voidaan määrittää virtausverkoston avulla. Tämän verkoston piirtäminen on kuitenkin hankalaa ja työlästä. Kuvassa 21 on esitetty virtausverkosto ja sen avulla määritetty rezultoiva vedenpaine.

Virtaamattomassa (seisovassa) tilassa olevan veden alla olevan maan tehokkaana tilavuuspainona voidaan käyttää arvoa $\gamma' = \gamma - \gamma_w$. Virtaavassa tilassa olevan veden alla maan

tilavuuspaino lasketaan kaavan (35) avulla (kuva 21).

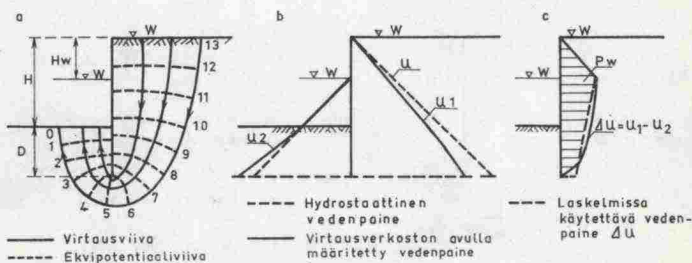
$$(35) \gamma'' = \gamma' + i\gamma_w$$

$$i_a = \frac{+ 0.7 H_w}{H_w + D + (H_w + D) D}$$

$$i_p = \frac{- 0.7 H_w}{D + (H_w + D) D}$$

- γ'' suotovirtauksen alaisena olevan maan tehokas tilavuuspaino
 γ' maan tehokas tilavuuspaino veden alla ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$)
 γ_w veden tilavuuspaino
 i_a keskimääräinen hydraulinen putous aktiivipuolella
 i_p keskimääräinen hydraulinen putous passiivipuolella
 H_w vedenpintojen korkeusero
 D juntaussyvyys

Kuvassa 21 esitetyissä olosuhteissa suotovirtaus lisää seinän ulkopintaan kohdistuvaa aktiivista maanpainetta laskettaessa käytettävän tehokkaan tilavuuspainon arvoa. Seinän sisäpintaan kohdistuvan passiivipaineen laskemiseen käytettävän tehokkaan tilavuuspainon arvo sitä vastoin pienenee suotovirtauksen ansiosta.



Kuva 21:

Peruskuopan suojaseinään kohdistuva vedenpaine. Kuva a esittää virtausverkostoa.

1.57 MAANPAINEEN KUORMIT- TAMIEN RAKENTEIDEN VAKAVUUS

Pohjarakennuksen normien mukaan on maata tukevan rakenteen varmuuden oltava kaatumista vastaan vähintään 1.5-kertainen ja liukumista vastaan yleensä 1.5-kertainen. Harvinaisissa kuormitustapauksissa ja tilapäisissä rakenteissa on varmuuden liukumista vastaan oltava 1.3-kertainen. Kaatumisvarmuus lasketaan kuvassa 22a esitetyllä tavalla pisteen B suhteen laskettujen momenttien avulla (Varmuusluku F on pisteen B suhteen lasketun passiivimomentin ja aktiivimomentin suhde). Liukumisvarmuus (perustamistasossa tapahtuva liukumi-

nen) määritetään kuvassa 22b esitetyllä tavalla. Perustamistasoon kohdistuva resultantti R lasketaan kaavan (36) avulla.

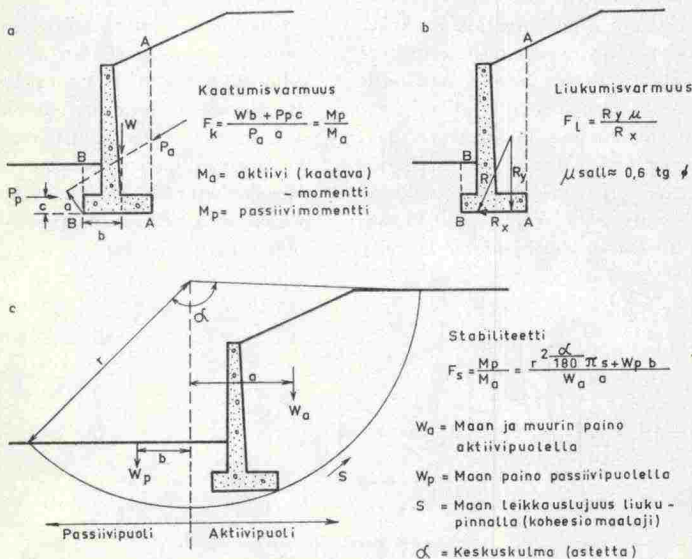
$$(36) \vec{R} = \vec{P_a} + \vec{W} + \vec{P_p}$$

\vec{W} perustamistasoon yläpuolella olevan maan ja tukimuurin yhteenlaskettu paino

P_a tasoon A—A kohdistuva aktiivinen maanpaine

P_p tasoon B—B kohdistuva passiivipaine

Resultantti R on siis perustamistasoon kohdistuvien voimien vektorisumma.



Kuva 22:
Maanpaineen kuormittaman tukimuurin kaatumisvarmuus, liukumisvarmuus (perustamistasossa) ja stabiileetti.

Pohjarakennuksen normien mukaan on tukirakenteen ja sitä ympäröivän maamassan sortumisvaara (stabiilitetti) selvitettävä vallitsevien olosuhteiden perusteella. Varmuuden sortumista vastaan tulee yleensä olla vähintään 1.3-kertainen. Varmuuslukua määritettäessä on otettava huomioon rakennuspaikalla suoritettujen pohjatutkimusten tarkkuus ja käytettyjen laskumene-

telmien luotettavuus. Sortumisvaaran selvittäminen tulee kysymykseen lähinnä koheesiomaalajeissa. Kuvassa 22 c on esitetty menetelmä varmuusluvun laskemiseksi $\phi = 0$ -menetelmällä. Tällä menetelmällä saadaan koheesiomaalajeissa yleensä riittävän tarkka varmuusluvun arvo, jos maan leikkauslujuus (s) on onnistuttu määrittämään luotettavasti.

1.6 Painumalaskelmien perusteet

Löyhiä maakerrostumia kuormitettaessa tapahtuu maaperässä aina muodon- ja tilavuudenmuutoksia, joista aiheutuu maanpinnan painumista. Tietyn kuormituksen aiheuttaman painuman suuruus ja painumisnopeus riippuu kuormitettujen maakerrosten ominaisuuksista. Painumat johtuvat osaksi kimmoisista ja plastisista muodonmuutoksista, osaksi huokosveden poispusertumisesta sekä rakeiden asettautumisesta tiiviimpään järjestelmään, jolloin maaperän tilavuus pienenee. Ainakin koheesiomaissa on tilavuudenmuutoksesta aiheutuva painuminen tavallisesti huomattavasti suurempi kuin maaperän muodonmuutoksista johtuva.

1.61 JÄNNITYSTEN JAKAUTUMINEN MAAPOHJASSA

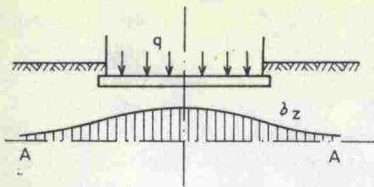
Painumalaskelmien ensimmäisenä vaiheena suoritetaan tavallisesti arvio maapohjassa vallitsevista vertikaalijännityksistä.

Vallitseva tehokas vertikaalijännitys maapohjassa ennen painumista aiheut-

tavaa lisäkuormitusta arvioidaan maan tilavuuspainon sekä pohjaveden pinnan tai mitattujen huokosvedenpainoiden perusteella.

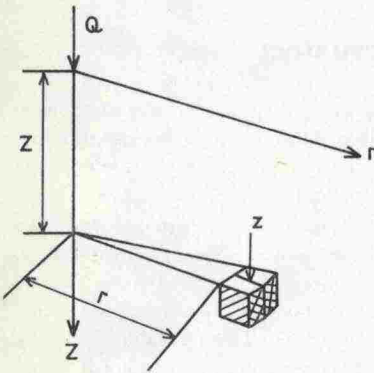
Maapohjaan kohdistuvan lisäkuormituksen vaikutus vertikaalijännitykseen pienenee luonnollisesti mitä kauemmaksi liikutaan kuormituksen vaikutuspisteestä. Horisontaalileikkauksessa voidaan kuormituksen vaikutus kuvata kellomaisella käyrällä, kuten kuvassa 23 on esitetty. Vertikaalijännityksen suuruus arvioidaan tavallisesti Boussinesqin kaavoja käyttäen. Nämä edellyttävät maamassan olevan täysin homogeeninen ja elastinen äärettömään syvyyteen, sekä lisäksi kuormituksen vaikuttavan pistekuormana tai mahdollisen pohjalaatan olevan erittäin taipuisa. Vaikka nämä ehdot eivät koskaan voi olla täysin täytetyt, voidaan kuitenkin Boussinesqin kaavoilla yleensä riittävän tarkasti arvioida kuormituksen vaikutus maaperän vertikaalijännityksiin.

Kuormituksesta aiheutuva vertikaalijännitys mielivaltaisessa, kuormitetun



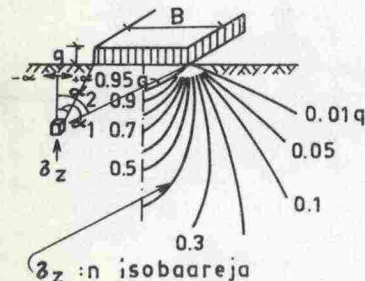
Kuva 23:

Tasaisesti kuormitetun laatan aiheuttama vertikaalijännityksen lisäys maapohjassa.



Kuva 24:

Pistekuorman aiheuttama vertikaalijännitys.



Kuva 25:

Tasaisesti kuormitetun kaistan aiheuttama vertikaalijännitys.

pinta-alan alapuolella sijaitsevassa pisteessä riippuu olennaisesti kuormitetun alan suuruudesta ja muodosta.

Kuormituksen vaikuttaessa piste-kuormana voidaan sen vaikutus vertikaalijännityksiin laskea kaavan (37) avulla.

$$(37) \sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

σ_z vertikaalijännitys

Q pistekuorma

z ja r katso kuva 24

Tasaisesti kuormitettu kaista:

$$(38) \sigma_z = \frac{q}{\pi} \frac{\alpha_2}{\alpha_1} (\sin \alpha \cos \alpha + \alpha)$$

q kuormitus pintayksikköä kohti
 α_1 ja α_2 katso kuva 25

Kolmiomaisesti kuormitettu kaista:

$$(39) \sigma_z = \frac{2q}{\pi B} \left[\alpha x + \beta(B - x) \right]$$

B kaistan leveys

α, β ja x katso kuva 26.

Pengerkuormitus:

Kapean penkereen aiheuttamasta kuormituksesta (kuva 27) aiheutuvat vertikaalijännitykset maapohjassa saadaan kahden kolmiomaisesti kuormitetun kaistan aiheuttamien jännitysten erotuksena.

Suorakaiteenmuotoinen, tasaisesti kuormitettu pinta:

Suorakaiteen kulmapisteen alla muodostuvat vertikaalijännitykset voidaan laskea kaavan (40) avulla.

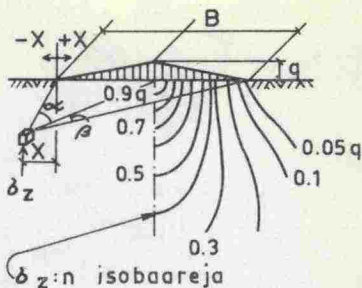
$$(40) \sigma_z = q I$$

I saadaan kuvasta 28.
Mielivaltaisessa pisteessä A (kuva 29) saadaan laatan DEFI aiheuttama vertikaalijännitys seuraavasti

$$\sigma_z = \sigma_{ACEG} + \sigma_{ABIH} - \sigma_{ACDH} - \sigma_{ABFG}$$

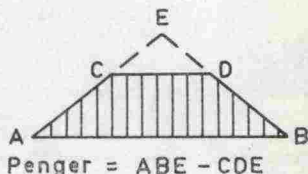
Epäsäännölliset, tasaisesti kuormitetut pinnat:

Kuormitetun pinnan ollessa muodoltaan epäsäännöllinen voidaan maapohjassa siitä aiheutuvat vertikaalijännitykset arvioida Newmarkin influenssikarttaa apuna käyttäen. Tämä piirretään kuvan 30 osoittamalla tavalla. Jokainen kuormitettu influenssikartan ruutu antaa ruudukon keskipisteen alla syvyydessä AB olevalla pisteelle verkakaalisen jännityslisäyksen suuruudeltaan 0.001 q. Jännityksen arvioiminen mielivaltaisen pisteen P alla syvyydessä d suoritetaan seuraavalla tavalla:



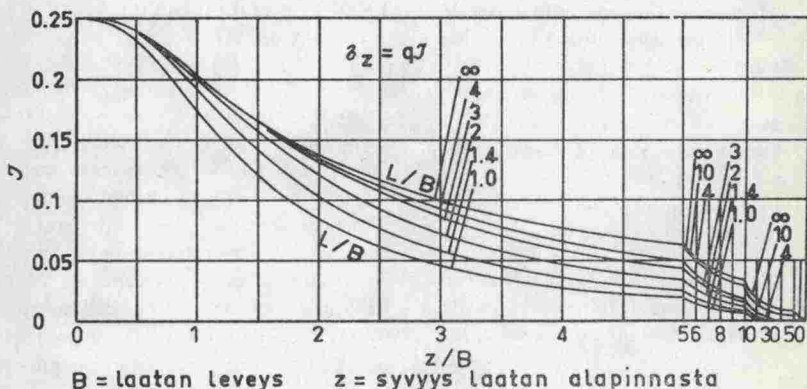
Kuva 26:

Kolmiomaisesti kuormitetun kaistan aiheuttama vertikaalijännitys.



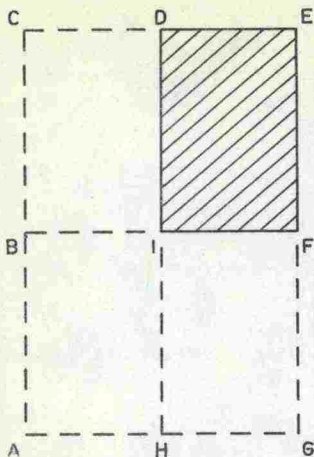
Kuva 27:

Pengerkuormitus.



Kuva 28:

Suorakaiteenmuotoisen, tasaisesti kuormitetun laatan kulmapisteen alla muodostuvat vertikaalijännitykset.



Kuva 29:

Suorakaiteenmuotoisen, tasaisesti kuormitetun laatan aiheuttama vertikaalijännitys mielivaltaisessa pisteessä A voidaan laskea superpositioperiaatella kuvassa 28 esitetyn käyrästäön avulla.

- 1) Kuormitettu ala piirretään kuultopaperille sellaiseen mittakaavaan, että syvyys d on pituudeltaan yhtä suuri kuin AB .
- 2) Influenssikartan ruudukon keskipiste asetetaan pisteeseen P ja kuormitetun alan peittämä ruutumäärä (n) lasketaan.
- 3) Vertikaalijännitys on silloin $\sigma_z = n \cdot 0.001 q$.

Laskettaessa σ_z eri syvyyksissä on kuormitettu pinta piirrettävä näitä syvyyksiä vastaaviin mittakaavoihin.

1.62 PAINUMALAJIT

Rakenteen kokonaispainuma muodostuu useammasta eri osapainumas-

ta, joitten merkitys on maalajista ja kuormituksesta riippuvainen.

1.621 ALKUPAINUMA

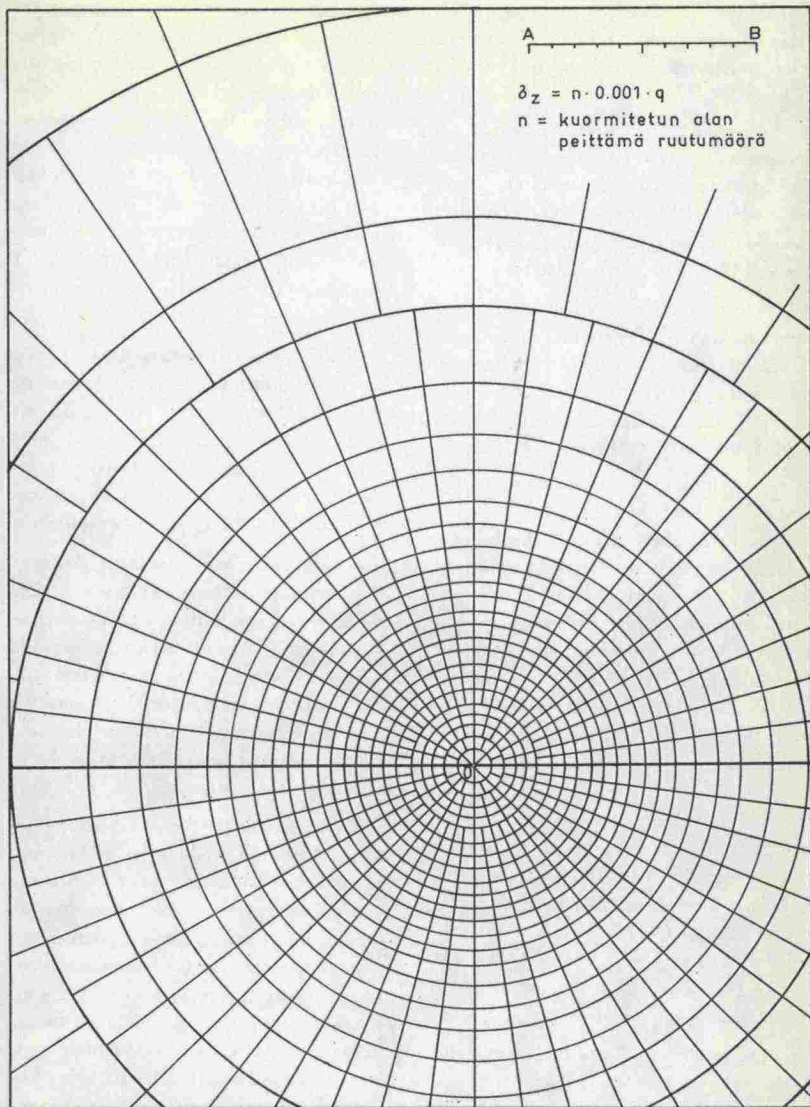
Koheesiomaissa alkupainuma (S_i) tapahtuu olosuhteissa, joissa maan vesipitoisuus ja tilavuus eivät muutu ja täten hyvin lyhyen ajan kuluessa. Alkupainuman suuruus voidaan tällöin arvioida kimmoteorian tai suoritettujen koekuormitusten perusteella.

Kitkamaalajeissa on vedenläpäisevyyskerroin siksi suuri ja alkupainuma täten niin nopea, ettei sitä yleensä pysty erottamaan konsolidaatiopainumasta.

Turvemaalajeissa painuma-arvioinnin tarkkuus on siksi huono, ettei yleensä ole edellytyksiä olemassa erottaa alkupainuma konsolidaatiopainumasta.

1.622 KONSOLIDAATIO-PAINUMA

Kuormitetun kitka- tai koheesiomaan tilavuudenmuutos konsolidaatiopainuman (S_c) aikana johtuu käytännöllisesti katsoen yksinomaan maa-massan huokostilan pienentymisestä. Mineraalirakeiden kokoonpuristuminen voidaan merkityksettömän pieninä jättää huomioonottamatta. Mikäli maa-aines on vedellä kyllästetty, toisin sanoen huokostila on veden täyttämä, vaatii tilavuudenmuutos vastaavan vesimäärän pusertumisen pois, koska myös veden kokoonpuristuminen voidaan jättää huomioonottamatta. Pienen vedenläpäisevyyden



Kuva 30:
 Newmarkin influenssikartta.

omaavissa maalajeissa muodostuu kokoonpuristuminen hitaaksi huokosveden poistumisen vaatiessa pitkän ajanjakson.

Koheesiomaalajit ovat suuresta kapillaarisuudestaan johtuen kuivakuorta lukuunottamatta maassamme yleensä veden kyllästämiä. Kitkamaat pohjavedenpinnan yläpuolella eivät tavallisesti ole veden kyllästämiä.

Koheesiomaiden konsolidaatiopainumat lasketaan Terzaghin kehittämän konsolidaatioteorian avulla. Painumien laskeminen perustuu laboratoriossa suoritetusta ödometrikokeesta saatuihin tuloksiin.

Koheesiomaiden konsolidaatiopainumien laskemista varten on kokoonpuristuvan maakerroksen konsolidoitumistilan tunteminen tarpeen. Maakerros voi olla joko ali-, normaali- tai ylikonsolidoitunut. Maakerroksen ollessa alikonsolidoitunut sen kokoonpuristuminen jatkuu yhä ko. kerroksen päällä olevien maakerrosten painon johdosta. Normaalikonsolidoitunut maakerros on saavuttanut tasapainotilan sen päällä olevien kerrosten kuormituksen alaisena. Ylikonsolidoitunut maakerros on konsolidoitunut enemmän kuin mitä sen päällä nykyisin olevien maakerrosten aiheuttama kuormitus edellyttäisi. Ylikonsolidoitumisen syynä voi olla jää- tai maakerros, joka on myöhemmin poistunut sulamisen tai eroosion johdosta.

Kun vedellä kyllästettyä normaalikonsolidoitunutta maakerrostumaa kuormitetaan, siirtyy kuormitus kuormitushetkellä yksinomaan huokosveden kannettavaksi, mistä johtuen huo-

kosvesi saa kuormitusta vastaavan paineenlisäyksen. Huokosveden puseruessa pois huokosista purkautuu myös huokosveden ylipaine ja kuormitus siirtyy asteittain maa-aineksen varaan, jolloin maarakeiden välinen kosketuspaine kasvaa. Maakerroksen konsolidaatiopainuma jatkuu niin kauan, kunnes huokosveden ylipaine on täysin päässyt purkautumaan ja lisäkuormitus siirtynyt yksinomaan maa-aineksen kannettavaksi.

Kuormitetun maakerroksen ollessa ylikonsolidoitunut siirtyy kuormitus ylikonsolidaatioasteesta riippuen osittain tai kokonaan välittömästi maa-aineksen varaan, jolloin myös konsolidaatiopainuma vastaavasti muodostuu pieneksi tai sitä ei lainkaan tapahdu.

Kitkamaalajeissa tapahtuu konsolidaatiopainuma maan suuresta vedenläpäisevyydestä johtuen hyvin nopeasti. Painumat muodostuvat yleensä suhteellisen pieniksi, minkä vuoksi niiden tarkka arvioiminen useimmiten ei ole tarpeen. Kitkamaan konsolidaatiopainumat arvioidaan usein kenttäkokeiden perusteella.

Turvemaalajien konsolidaatiopainuman arviointia vaikeuttaa kokoonpuristumisen suuruus, joka aiheuttaa muutoksia turpeen koko rakenteessa, jolloin mm. vedenläpäisevyyden muutokset muodostuvat huomattaviksi. Varsinaisesti turpeelle soveltuvaa konsolidaatioteoriaa ei ole vielä onnistuttu kehittämään. Turvemaalajien painumat arvioidaan tavallisesti joko kokemusperäisesti, kenttäkokeita suorittamalla tai soveltamalla koheesiomaalle kehitettyä konsolidaatioteoriaa.

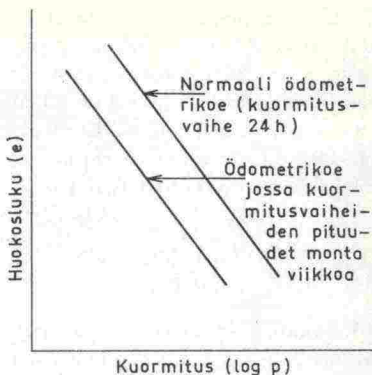
1.623 SEKUNDÄÄRINEN PAINUMA

Konsolidaatiopainuman jälkeen tapahtuvaa painumista kutsutaan sekundääriseksi painumaksi (S_s). Koska kuormituksesta aiheutunut huokosveden ylipaine on konsolidaatiopainuman aikana täysin purkautunut, on sekundäärisen painumisen nopeus riippumaton maan kuivatusolosuhteista. Vaikka käytännössä tavallisesti katsotaan sekundäärisen painumisen alkavan vasta konsolidaatiopainuman päätyttyä, tapahtuu todellisuudessa sekundääristä painumista myös koko konsolidaatiopainuman ajan. Konsolidaatiopainuman aikana tapahtuvan sekundäärisen painumaosuuden ollessa pieni ei näitä kahta painumisilmiötä kuitenkaan tässä vaiheessa eroteta painumalaskelmissa toisistaan.

Käytännön kannalta merkityksellistä sekundääristä painumista esiintyy pelkästään koheesio- ja turvemaala-jeissa.

Sekundääripainuman painumisnopeus riippuu koheesiomaissa maan plastisista ominaisuuksista ja pienenee jatkuvasti, kunnes tasapainotila saavutetaan. Tämän saavuttaminen saattaa kuitenkin vaatia erittäin pitkän ajanjakson. Eloperäisissä maalajeissa, kuten turpeessa johtuu sekundäärinen painuminen turvehiukkasiin sidotun veden purkautumisesta.

Koheesiomaissa tapahtuvan sekundääripainuman laskemista varten ei ole käytettävissä tarkkaa laskumenetelmää. On kuitenkin todettu, että huokosluku — \log .kuormitus — koordinaatistoon piirretty, 24 tunnin ödo-



Kuva 31:
Sekundääripainuman vaikutus ödometrikokeen huokosluku-kuormituskäyrään.

metrikokeesta saatu käyrä ja käyrä, joka on saatu jokaisen kuormitusvaiheen kohdalla useamman viikon ajan jatkuneesta ödometrikokeesta, muodostuvat yhdensuuntaisiksi (kuva 31). Tämän perusteella on mahdollista tehdä arvioita sekundääripainuman suuruudesta antamalla ödometrikokeen viimeisen kuormitusvaiheen vaikuttaa mahdollisimman pitkän ajanjakson. Sekundääripainuman merkitys koheesiomaissa muodostuu kuitenkin tavallisesti melko pieneksi johtuen sen pienestä painumisnopeudesta sekä yleensä sen suhteellisen pienestä osuudesta kokonaispainumiin. Humuspitoisuuden kasvaessa saattavat kuitenkin sekundääripainumat muodostua merkityksellisiksi myös koheesiomaalajeissa. Humuspitoisten hiesujen, liejusavien sekä erityisesti liejujen kohdalla on siksi varauduttava konsolidaatiopainumaa suurempiin painumiin.

Turvemaalajeissa on yleensä hyvin suuri (yli 50 %) osa kokonaispainumasta sekundääripainumaa, joten sen osuus on pyrittävä ottamaan huomioon painuma-arvioissa. Laskelmat muodostuvat kuitenkin turvemaalajien kohdalla usein vain likimääräisiksi.

1.624 PLASTISET MUODON- MUUTOKSET

Kuormituksesta aiheutuvat jännitykset maapohjassa lasketaan kimmoteorian perusteella. Rakenteen pohjalaa-
tan ollessa erittäin taipuisa tai maa-
rakenteen (esim. tiepenkereen) ollessa kyseessä muodostuvatkin kimmoteorian perusteella lasketut jännitykset tarpeeksi luotettaviksi, mikäli maapohja on homogeeninen ja leikkausjännitykset leikkauslujuutta huomattavasti pienemmät.

Maapohjassa syntyvien leikkausjännitysten lähennellessä leikkauslujuutta ei kimmoteoria enää sovellu jännitystilojen laskemiseen. Jäykkien laattojen kohdalla ylittävät reunajännitykset suhteellisen suuriakin varmuuskertoimia käytettäessä maapohjan leikkauslujuuden, jolloin laatan alle muodostuu plastisia vyöhykkeitä, joiden jännitystilojen ja muodosmuutosten laskeminen on erittäin vaikeata.

Käytännössä käyttökelpoista menetelmää plastisten muodosmuutosten huomioonottamiseksi painumalaskelmissa ei ole toistaiseksi onnistuttu kehittämään. Normaaleja varmuuskertoimia ja pohjarasituksia käytettäessä ei maapohjan plastisoitumisesta tavalisesti aiheudu ratkaisevan suuria lisäpainumia, mutta painumisnopeus saat-

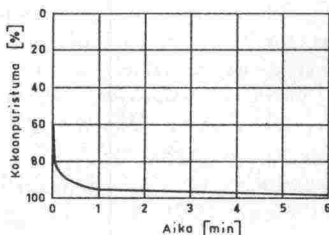
taa muodostua arvioitua huomattavasti suuremmaksi.

1.63 PAINUMIEN LUONNE ERI MAALAJEILLA

Painumien luonne vaihtelee huomattavasti eri maalajeilla. Painumisominaisuuksiensa perusteella voidaan maalajit karkeasti jakaa kitka-, koheesio- ja turvemaalajeihin. Painumalaskelmat muodostuvat erilaisiksi eri ryhmiin kuuluvien maalajien kohdalla.

Jos tyypillisenä kitkamaana otamme hiekanäytteen ja suoritamme sillä kokoonpuristuvuuskokeen, saamme kuormituslisäyksen aiheuttaman aikakokoonpuristumakäyrän, joka on muodoltaan kuvassa 32 esitetyn käyrän kaltainen. Käyrä osoittaa, että valtaosa kokoonpuristumisesta tapahtuu melkein välittömästi kuormituslisäyksen jälkeen. Kuvassa 32 on 95 % kokoonpuristumisen kokonaismäärästä tapahtunut 1 minuutin kuluessa.

Painumisen aikaviivästyminen kitka-
maissa johtuu suurimmaksi osaksi
maarakeiden välisestä kitkasta. Kitka-



Kuva 32:

Hiekalla suoritettun kokoonpuristuvuuskokeen aika — kokoonpuristumakäyrä.

maan vesipitoisuudella on hyvin pieni vaikutus painumisnopeuteen, paitsi kaikkein hienorakeisimpien kitkamaiden kohdalla. Kuormituslisäyksen jälkeen maarakeet eivät koko maamassassa asetu tasaisesti uuteen tiiviimpään asetelmaan, vaan muutokset tapahtuvat paikallisten toisiaan nopeasti seuraavien murtumien muodossa.

Savella suoritettun ödometrikokeen tyypillinen aika-kokoonpuristumakäyrä on esitetty kuvassa 33. Koheesiomaille on ominaista niiden hidas kokoonpuristuminen kuormituksen vaikutuksesta. Siten saattaa koheesiomaalle perustettun rakenteen painumista jatkua vuosia ja vuosikymmeniä painumisnopeuden kuitenkin jatkuvasti pienehtessä.

Painumien aikaviivästyksi koheesiomaissa johtuu suurimmaksi osaksi kahdesta eri tekijästä. Toinen näistä on huokosveden vaatima purkautumisaika, kunnes kuormituksesta johtuva huokosveden ylipaine on poistunut. Tämä tapahtuu Terzaghin konsolidaatioteorian mukaan Darcyn lakia noudattaen. Toinen tekijä on erittäin komplisoitu

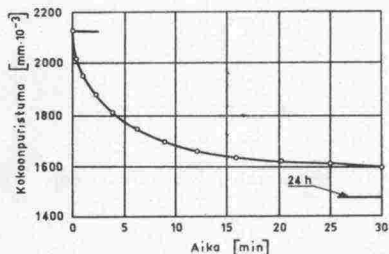
ja on maan plastisista ominaisuuksista riippuvainen. Sitä ei ole vielä täysin selvitetty, mutta maahiukkasten ympärille sidottu vaippavesi maahiukkasten kosketuspisteissä lienee ilmiön hyvin tärkeä tekijä. Terzaghin konsolidaatioteoria ei lainkaan ota huomioon maan plastisista ominaisuuksista johtuvaa painumista.

Turpeella suoritettu kokoonpuristusvaukoe antaa tulokseksi kuormituslisäyksen aiheuttaman aika-kokoonpuristumakäyrän, joka on muodoltaan kuvassa 34 esitetyn käyrän kaltainen. Tavallisesti hyvin lyhyen ajan kuluttua kuormituslisäyksestä käyrä muodostuu suoraviivaiseksi logaritmista aika-asteikkoa käytettäessä. Käyrän suoraviivainen osuus on sekundääristä kokoonpuristumista. Laboratoriokokeet viittaavat siihen, että turpeen sekundääriseen kokoonpuristumisen nopeus on riippumaton kuivatusolosuhteista ja siten teoreettisesti riippumaton turvekerroksen paksuudesta.

Eri turvelajien välisistä suurista eroavaisuuksista koostumuksessa sekä turpeen epähomogeenisuudesta johtuen ei turpeelle ole pystytty kehittämään luotettavaa painumalaskumenetelmää.

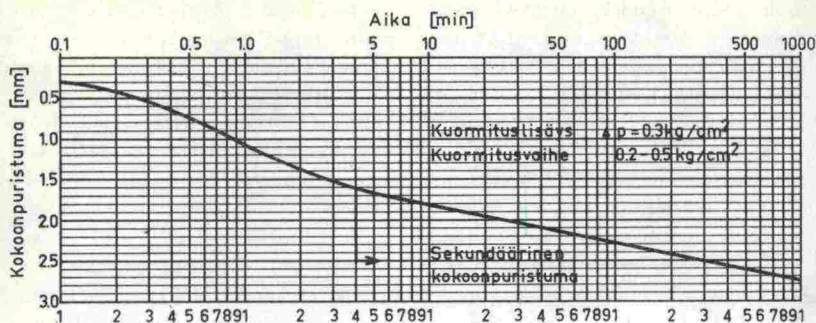
1.64 MAAN PAINUMISOMINAI-SUUKSIEN ARVIOIMINEN

Maan painumisominaisuuksien arvioimiseksi voidaan suorittaa erilaisia laboratorio- ja kenttäkokeita. Laboratoriokokeista tulevat lähinnä kysymykseen ödometrikoe, puristuskoe, kolmiakiaaliskoe sekä vesipitoisuuden määrittäminen. Kenttäkokeena suoritetaan taval-



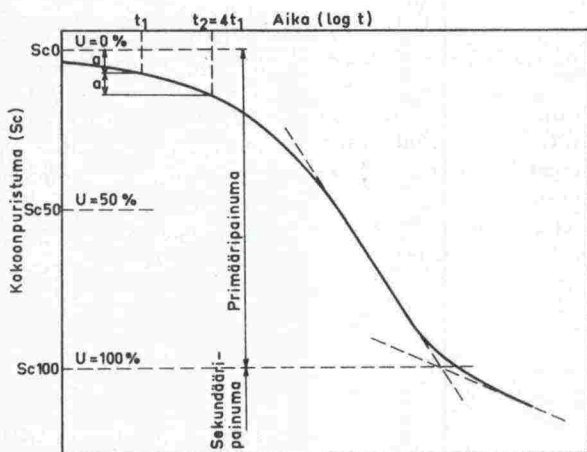
Kuva 33:

Savella suoritettun ödometrikokeen aika — kokoonpuristumakäyrä.



Kuva 34:

Turpeella suoritettun ödometrikokeen aika — kokoonpuristumiskäyrä.



Kuva 35:

Ödometrikokeen painumakäyrä piirrettynä log.aika-painuma koordinaatistoon.

lisesti koekuormitus, mutta sekin voidaan toisinaan järjestää laboratoriossa suoritettavaksi.

Ödometrikoe

Ödometrikokeella pyritään tavallisesti arvioimaan koheesiomaiden pai-

numisominaisuuksia. Joskus suoritetaan ödometrikokeita myös turvemaalajeilla. Kitkamaiden painumisominaisuuksien selvittämiseen ei normaali ödometri, jonka halkaisija on noin 5 cm, sovellu.

Ödometrikokeessa kuormitetaan sylinteriin asetettua maanäytettä erisuuruisilla kuormituksilla, jotka jokainen saavat vaikuttaa määrätyn ajan (tavallisesti 24 tuntia). Jokaisen kuormitusvaiheen aikana mitataan maanäytteen kokoonpuristuma määrätyn aikavälein. Tulosten perusteella piirretään jokaisen kuormitusvaiheen aika-painumakäyrä. Asettamalla aika joko logaritmitai neliöjuurimittakaavaan voidaan näytteen primääriseen kokoonpuristumisen (konsolidaatiopainuman) konsolidaatioaste (U) arvioida.

Log. aika-painuma -menetelmässä piirretään painumakäyrälle kuvan 35 osoittamalla tavalla kaksi tangenttia, joitten mahdollisimman hyvin tulisi yhtyä käyrään muodostuvaan kahteen suoraan osaan. Tangenttien leikkauspiste osoittaa $U = 100\%$ vastaavan primääriseen kokoonpuristumisen painuma-arvon (S_{c100}). Tämän painuma-arvon jälkeistä kokoonpuristumista saman kuormitusvaiheen aikana kutsutaan sekundääriseksi painumaksi.

Kuormitusvaiheen alussa tapahtuu näytteen painumista, joka ei kuulu primääriseen kokoonpuristumiseen. Tätä kokoonpuristumista kutsutaan alkupainumaksi. $U = 0\%$ vastaava primääriseen kokoonpuristuman nollapiste (s_{c0}) voidaan määrittää kuvassa 35 esitetyllä tavalla. Painumakäyrän alkupäästä valitaan kaksi pistettä ($t_1; S_1$) ja ($t_2; S_2$) siten, että $t_1; t_2 = 1:4$. Pis-

teen ($t_1; S_1$) primääriseen kokoonpuristumisen suuruus on tällöin $S_2 - S_1$.

Jos aika-painumakäyrä piirretään koordinaatistoon, jossa aika on neliöjuurimittakaavassa, muodostuu käyrän alkuosa yleensä suoraviivaiseksi n. 60% :n primääriseen konsolidaatioasteeseen saakka (kuva 36). Käyrän suoraviivaisen osan jatkeen leikkauspiste painuma-akselin kanssa on primääriseen painuman nollapiste (s_{c0}). Nollapisteen kautta piirretty suora, jonka abskissa-arvot ($\sqrt{\text{aika}}$ -arvot) ovat painumakäyrän suoraviivaisen osan vastaavat arvot kerrottuna luvulla 1.15, leikkaa painumakäyrän pisteessä, jossa primäärinen konsolidaatioaste on 90% .

Molemmat konsolidaatioasteen määrittämenetelmät, logaritmi- ja neliöjuurimenetelmä, antavat useimmissa tapauksissa likimain samanlaisen tuloksen. Eräissä tapauksissa neliöjuurikäyrä ei kuitenkaan muodosta suoraviivaista osaa, mutta vastaavan logaritmikäyrän konsolidaatioastemäärittämiseen tarvittavat tangentit ovat helposti piirrettävissä. Maalajeilla, joiden sekundääriseen painuman osuus kokonaispainumasta on suuri, muodostuu toisaalta konsolidaatioasteen määrittäminen usein helpommaksi neliöjuurimenetelmällä.

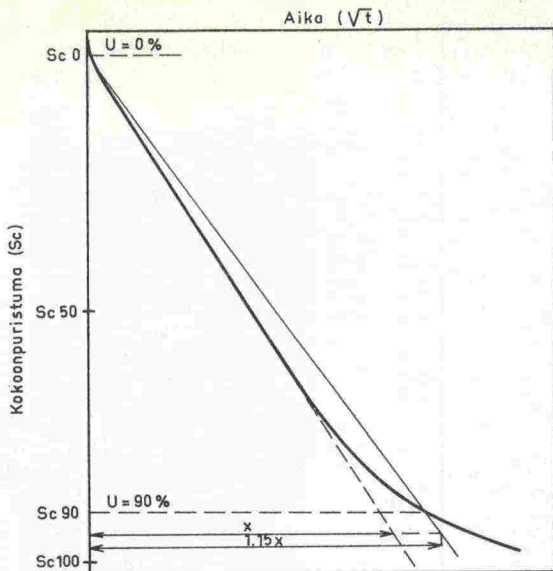
Jokaisen kuormitusvaiheen aika-painumakäyrästä voidaan määrittää kaksi parametria.

Kokoonpuristuvuuskerroin (m_v):

$$(41) \quad m_v = \frac{\Delta S}{h \Delta p}$$

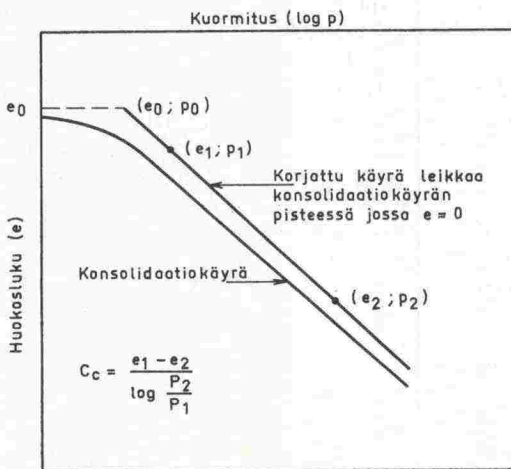
Konsolidaatiokerroin (c_v):

$$(42) \quad c_v = T_v \frac{h^2}{t_n}$$



Kuva 36:

Ödometrikokeen painumakäyrä piirrettyinä $\sqrt{\text{aika}}$ -painuma koordinaatistoon.



Kuva 37:

Ödometrikokeen konsolidaatiokäyrä (\log .kuormitus-huokosluku).

- Δp kuormitusvaiheen kuormituslisäys
 ΔS Δp :n aiheuttama primääripainuma
 h näytteen keskimääräinen korkeus ko. kuormituksen aikana
 T_v konsolidaatioasteesta sekä kuormitus- ja kuivatussuhteista riippuvainen aikatekijä
 t_n konsolidaatioasteen n saavuttamiseen kulunut aika

Aikatekijä (T_v) on dimensioton lukuarvo, joka on konsolidaatioasteen funktio. Ödometrikokeessa vallitsevissa kuormitus- ja kuivatusolosuhteissa saadaan aikatekijälle arvot $T_v = 0.049$ konsolidaatioasteella $U = 50\%$ ja $T_v = 0.212$ konsolidaatioasteella $U = 90\%$.

Ödometrikokeen tulokset esitetään tavallisesti huokosluku-log.kuormituskäyrän (konsolidaatiokäyrän) muodossa (kuva 37). Näytteenoton ja näytteen käsittelyn yhteydessä tapahtuu aina näytteen häiriintymistä siinä määrin, että huokosluku-kuormitussuhde ödometrissä ja maassa eivät muodostu täysin samanlaisiksi. Siksi olisi ödometrikokeesta saatu käyrä korjattava kuvan 37 osoittamalla tavalla. Siinä konsolidaatiokäyrän suora osuus kulkee korjattuna pisteen (e_0 ; p_0) kautta (e_0 = maanäytteen alkuperäistä kuormitustilaa p_0 vastaava huokosluku) ja leikkaa kokeessa saadun käyrän suoran osan jatkeen huokoslukuarvon $e = 0$ kohdalla.

Korjatusta konsolidaatiokäyrästä voidaan laskea kokoonpuristuvuusindeksi (C_c).

$$(43) C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{p_2}{p_1}}$$

- e_1 kuormitusta p_1 vastaava huokosluku
 e_2 kuormitusta p_2 vastaava huokosluku

Koska kokoonpuristuvuusindeksi sisältää sekä primääristä että sekundääristä kokoonpuristumista, käytetään painumalaskelmissa usein korjattua kokoonpuristuvuusindeksiä (C'_c), josta primäärin kokoonpuristumisen jälkeinen sekundäärinen painuma on erotettu pois.

$$(44) C'_c = f C_c$$

$$f = \frac{\Delta S}{\Delta S_{tot}}$$

- ΔS kuormitusvaiheen aikana tapahtuva primääripainuma
 ΔS_{tot} kuormitusvaiheen aikana tapahtuva kokonaispainuma

Korjauskerroin f lasketaan konsolidaatiokäyrän suoran osan kahden pienimmän kuormituksen aika-painumakäyrien perusteella. Saatujen f -arvojen keskiarvoa käytetään korjatun kokoonpuristuvuusindeksin laskemiseen.

Laskuteknillisesti ehkä hieman yksinkertaisemmin voidaan konsolidaatiokäyrä esittää suhteellisen kokoonpuristumisen ja log. kuormituksen vuorosuhteena (kuva 38). Käyrää voidaan korjata vastaavalla tavalla kuin mitä edellä on esitetty. Korjatun konsolidaatiokäyrän kaltevuus ilmaistaan tavallisesti kertoimella e_2 , joka ilmaisee suhteellisen kokoonpuristumisen määrän kuormituksen (p) kaksinkertaisuudessa. Kerrointa e_2 kutsutaan tässä esitetyssä kokoonpuristuvuusindeksiksi. Samoin kuin C_c sisältää myös e_2 sekä primääristä että sekundääristä kokoonpuristumista ja korjaus voidaan suorittaa kertomalla e_2 kertoimella f ,

joka lasketaan edellä esitetyllä tavalla.

Kokoonpuristuvuusindeksien (C_e) ja (ε_2) välinen suhde on esitetty kaavassa (45).

$$(45) \frac{C_e}{\varepsilon_2} = \frac{1 + e_0}{\log 2}$$

Suhteeseen sisältyy e_0 (otetun maanäytteen huokosluku). Mikäli C_e on todellinen ainevakio, ei ε_2 voi sitä olla, koska e_0 on näytteenottosyvyydestä riippuvainen.

Kolmiakσιαali- ja puristus-
koe.

Kolmiakσιαalilaitetta käytetään apuna kitkamaalajien painumaominaisuuksien arvioinnissa useammassa eri laskumenetelmässä. Koska nämä menetelmät kuitenkin yleensä ovat liian teoreettisluontoisia soveltuakseen muuta kuin erikoistapauksissa tvl:n käyttöön, ei niitä tässä yhteydessä selosteta.

Alkupainumalaskelmissa tarvittava kimmokertoimen (E) arvo voidaan arvioida sekä kolmiakσιαali- että puristuskokeen avulla. E-arvo lasketaan kuormitus-muodonmuutoskäyrän ($p-\varepsilon$)

origon ja $\frac{p_{murtto}}{2}$ välisestä osasta. Näin saatuja kimmomoduulin arvoja on käytettävä erittäin harkiten näytteen häiriintymisen helposti vaikuttaessa tulokseen.

Maan vesipitoisuus.

Koheesiomaalajien painumisominaisuudet voidaan likimääräisesti arvioida maan luonnollisen vesipitoisuuden perusteella. Myös turvemaalajien kohdalla on toisinaan mahdollista koke-

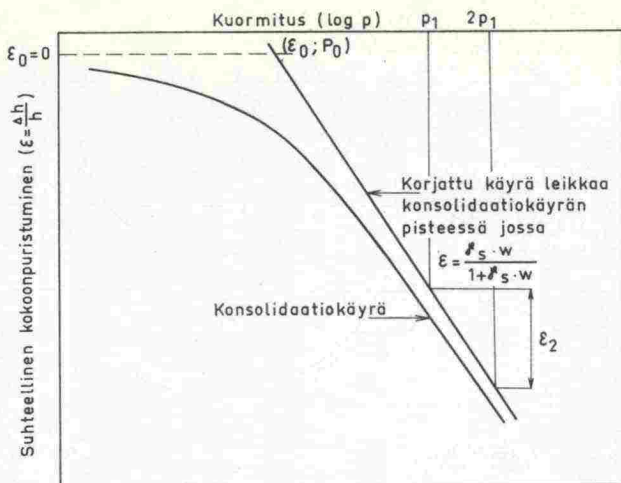
musperäisesti arvioida turvekerroksen kokoonpuristumisen määrä vesipitoisuuden perusteella.

Koekuormitus.

Koekuormituksen suorittaminen on usein hyvin käyttökelpoinen menetelmä suunnitellun rakenteen painumien arvioimiseksi. Koekuormitus soveltuu parhaiten käytettäväksi kitkamaalajeilla, koska niiden painuminen tapahtuu suhteellisen nopeasti ja painumalaskelmien suorittaminen laboratoriotokokeiden perusteella on hankalaa.

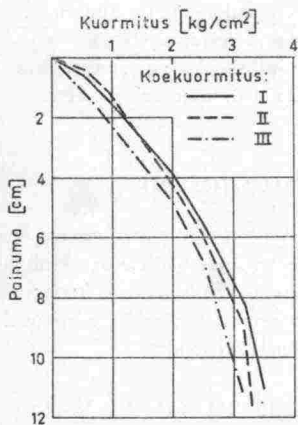
Koekuormitus suoritetaan teräslaatalla, jota kuormitetaan joko painoilla tai nestepuristimella. Koelaatan tulisi mikäli mahdollista olla samanmuotoinen kuin tulevan rakenteen peruslaatta ja pinta-alaltaan $\geq n. 1\,000\text{ cm}^2$. Kuormituksen tulee vaikuttaa mahdollisimman keskeisesti. Nestepuristinta käytettäessä saadaan koekuormitukseen tarvittava vastavoima esimerkiksi täydessä kuormassa olevasta kuorma-autosta. Nestepuristimen tulee olla varustettu tarkalla manometrillä siten, että murtokuormitus voidaan mitata $n. 2 \dots 3\%$ tarkkuudella.

Koekuormituksen yhteydessä on laatan painumat mitattava kahdella erilliseen mittapalkkiin kiinnitetyllä mittakellolla. Painumamittaukset suoritetaan laatan kahdessa vastakkaisessa reunapisteessä. Mittakellojen luke-matarkkuuden tulisi olla 0.01 mm ja niiden mittausalueen mahdollisimman suuri, ettei koekuormituksen aikana tarvitse suorittaa kovin monta mitta-



Kuva 38:

Ödometrikokeen konsolidaatiokäyrä (log.kuormitus-suhteellinen kokoonpuristuma).



Kuva 39:

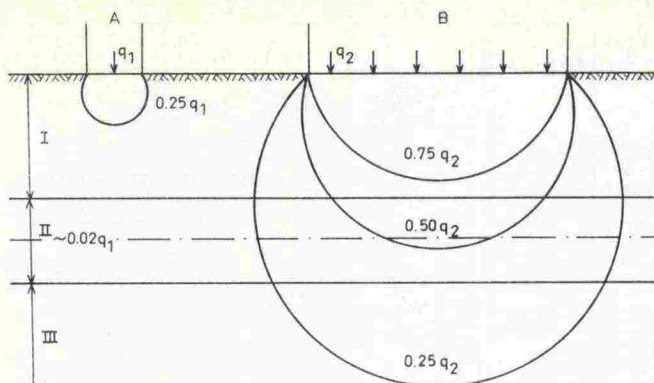
Hiekalla suoritetun koekuormituksen kuormitus-painumakäyrä.

kellojen uudelleenasettamista. Jos mitakellojen lukemat kuormituksen aikana alkavat huomattavasti poiketa toisistaan (1...2 mm), on syynä usein laatan epäkeskeinen kuormitus. Koekuormitus on tällöin uusittava toisessa pisteessä.

Koekuormituksessa lisätään laatan kuormitusta asteittain kuormituslisäyksen ollessa $\frac{1}{10} \dots \frac{1}{20}$ laatan arvioidusta murtokuormituksesta. Jokainen kuormitusvaihe saa vaikuttaa, kunnes laatan painumisnopeus muodostuu pienemmäksi kuin 0.02 mm/min.

Koekuormitustulokset esitetään kuormitus-painumakäyrien muodossa, kuten kuva 39 osoittaa.

Jos koekuormitus suoritetaan tulevan rakenteen pohjalaattaa huomattavasti pienemmällä koelaatalla ja maa-



Kuva 40:

Kuormitetun laatan koon vaikutus vertikaalijännityksen lisäykseen maapohjassa.

perän kokoonpuristuvuus vaihtelee huomattavasti syvyyssuunnassa, muodostuvat pelkästään perustamissyvyydessä suoritettujen koekuormitusten tulosten perusteella arvioidut rakenteen painumat täysin virheellisiksi, koska tulevan rakenteen maaperälle aiheuttamat lisäjäännitykset ulottuvat huomattavasti syvemmälle kuin koelaatan vastaavat jännitykset, kuten

kuvassa 40 on havainnollisesti esitetty.

Maaperän ollessa epähomogeeninen on suoritettava useampia koekuormituksia eri syvyyksillä ottaen huomioon tulevan rakenteen aiheuttamien jännitysten vaikutuspiiri. Suuremman rakenteen ollessa kyseessä olisi koekuormituksia lisäksi suoritettava vähintään kahdessa eri pisteessä.

1.7 Painumalaskelmien suorittaminen

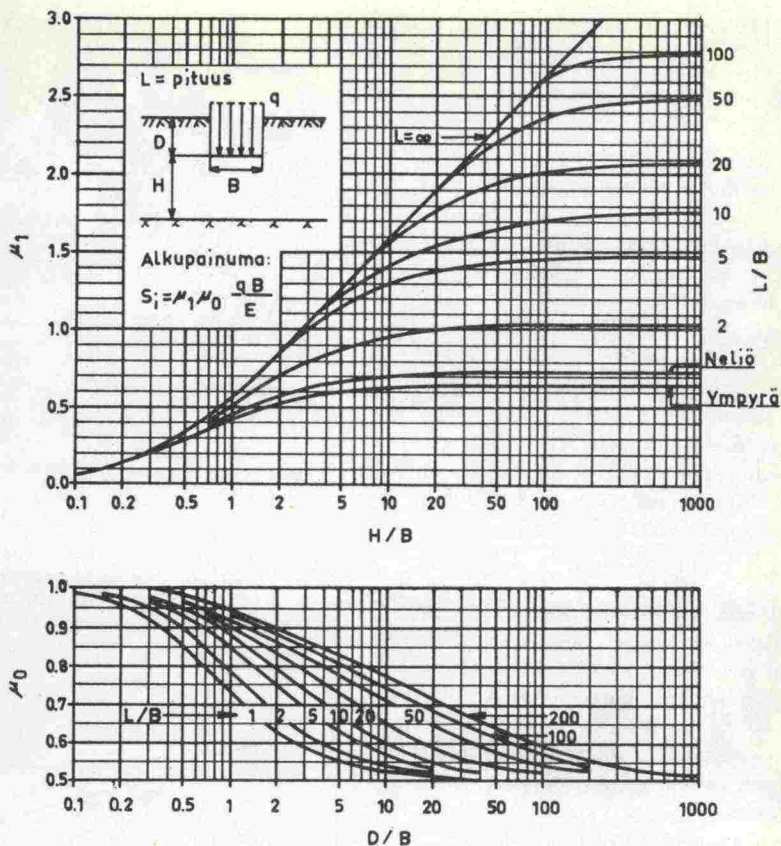
1.71 KOHEESIOMAALAJIEN PAINUMAT

Koheesiomaalajeissa tapahtuvat painumat muodostuvat tavallisesti suhteellisen suuriksi, jos maaperää kuormitetaan siten, että maan esikuormitus ylitetään. Painumalaskelmilla pyritään arvioimaan sekä painuman suuruus (kokonaispainuma) että painuman riippuvuus ajasta. Laskelmia var-

ten on tunnettava kokoonpuristuvassa maakerroksessa vallitsevat jännitykset, kerroksen paksuus, kokoonpuristuvuusominaisuudet sekä veden purkautumismahdollisuudet maakerroksesta.

1.711 KOKONAISPAINUMAT

Maaperää kuormittavan rakenteen kokonaispainumat muodostuvat kaavan (46) mukaisista osapainumista.



Kuva 41:

Alkupainumakaavan (47) kertoimet μ_0 ja μ_1 (Janbu, Bjerrum, Kjaernsli 1964).

$$(46) S_k = S_i + S_c + S_s + S_p$$

S_k kokoonpainuma

S_i alkupainuma

S_c konsolidaatiopainuma

S_s sekundäärinen painuma

S_p plastisista muodonmuutoksista aiheutuva painuma

Alkupainuma

Tasaisesti kuormitetun peruslaatan

alkupainuma voidaan laskea kaavan (47) avulla.

$$(47) S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{q}{E} B$$

μ_0 ja μ_1 ovat peruslaatan muodosta ja perustamissyvyydestä riippuvia kertoimia, jotka saadaan kuvasta 41.

- q kuormitus pintayksikköä kohti (vähennettynä hydrostaattisella nosteella)
 B laatan leveys
 E maaperän kimmomoduuli

Kimmomoduuli voidaan määrittää laboratoriokeilla (puristus- tai kolmiaksaalikoe), mutta sen arvo tulee tällöin usein liian pieneksi (puristuskoe) tai suureksi (kolmiaksaalikoe) johtuen lähinnä siitä, että tarpeeksi häiriintymättömän koekappaleen valmistus on erittäin vaikeata ja että luonnontilaisten olosuhteiden jäljittelemisen laboratoriossa ei aina onnistu. Kimmomoduuli arvioidaan siksi usein siipikairalla määritetyn maan leikkauslujuuden (s_s) perusteella kaavan (48) avulla.

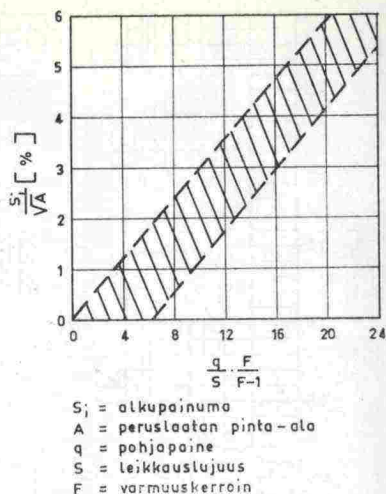
$$(48) E = k_1 s_s$$

k_1 vaihtelee arvojen 250 ja 500 välillä riippuen mm. varmuuskertoimesta maapohjan murtumista vastaan sekä maalajista. Varmuuskertoimen ollessa = 3 otetaan $k_1 = 500$.

Alkupainuma voidaan luonnollisesti myös määrittää luonnollisessa mitta-kaavassa tehtyjen kuormituskokeiden perusteella. Tällaisten kokeiden perusteella on laadittu kuvassa 42 esitetty suhteellisen alkupainuman (S_1/\sqrt{A}) sekä pohjapaineen, leikkauslujuuden ja varmuuskertoimen välinen vuorosuhte. Alkupainuman likimääräinen arvioiminen tällä menetelmällä on mahdollista, kun varmuus maapohjan murtumista vastaan on vähintään 1.5.

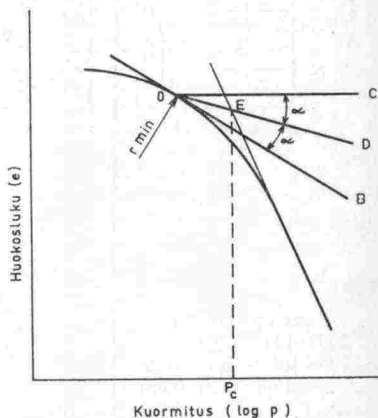
Konsolidaatiopainuma.

Konsolidaatiopainumien laskemista varten on kokoonpuristuvan maaker-



Kuva 42:

Alkupainuman arviointi peruslaatan pinta-alan, pohjapaineen, leikkauslujuuden ja varmuuskertoimen perusteella (Korhonen, Tamminen 1967).



Kuva 43:

Casagranden menetelmä esikuormituksen (p_c) määrittämiseksi ödometrikokeen avulla.

roksen konsolidoitumistilan tunteminen tarpeen. Maakerroksen esikuormitus voidaan määrittää ödometrikokeen avulla. Kuvassa 43 on esitetty Casagranden menetelmä esikuormituksen määrittämiseksi ödometrikokeen log.-kuormitus-huokoslukukäyrästä. Piste 0 kuvassa 43 on piste, jossa käyrän kaarevuussäde on pienimmillään. Se määritetään tavallisesti silmämääräisesti. Tämän pisteen kautta vedetään kolme suoraa. Näistä OC on vaakasuora, OB on käyrän tangentti ja OD on OC:n ja OB:n muodostaman kulman puolittaja. Käyrän suoraviivaisen osan jatke leikkaa suoran OD pisteessä E, jonka abskissa on haettu esikuormitusarvo (p_e). Jos maakerroksessa vallitseva tehokas kuormitus merkitään p_0 , voidaan maakerroksen konsolidoitumistila määrittää seuraavasti:

$p_e < p_0$ maakerros alikonsolidoitunut
 $p_e = p_0$ maakerros normaalikonsolidoitunut
 $p_e > p_0$ maakerros ylikonsolidoitunut.

Ödometrikoe lienee luotettavin maan konsolidoitumistilan määrittämistapa. Koska painumalaskelmia varten suoritettavan ödometrikokeen suoritustapa kuitenkin riippuu konsolidotumistilasta, pyritään se usein määrittämään jo kenttäkokeiden avulla. Hansbon mukaan voidaan esikuormitus likimääräisesti laskea kaavan (49) avulla:

$$(49) \quad p_e = 2.22 \frac{s}{w_L}$$

s kuivattamaton leikkauslujuus
 (esim. siipikairalla)
 w_L juoksuras.

Koska konsolidoitumiskuormituksen määrittäminen aina muodostuu hiekan epämääräiseksi, katsotaan maakerroksen olevan normaalikonsolidoitunut silloin, kun $\frac{p_e}{p_0}$ on välillä 0.80 ... 1.20.

Maaperän tehokkaan jännitystilän, lisäjännityksien sekä maalajien vaihdellessa syvyyden mukaan on konsolidaatiopainumalaskelmissa tavallisesti tarpeen jakaa maa kerroksiin ja laskea painumat erikseen joka kerroksessa. Maaperän ollessa normaalikonsolidoitunut lasketaan painumat kaavan (50) avulla.

$$(50) \quad S_e = m_v \Delta p \Delta H$$

m_v kokoonpuristuvuuskerroin (lasketaan ödometrikokeen perusteella, kuten kohdassa 1.64 on selostettu)

Δp kuormituksen (jännityksen) lisäys ko. maakerroksen keskellä
 ΔH kerrospaksuus.

Kokonaiskonsolidaatiopainuma saadaan laskemalla yhteen eri kokoonpuristuvien kerroksien painumat:

$$(51) \quad S_e = \sum m_v \Delta p \Delta H.$$

Koska m_v ei ole mikään ainevakio, vaan riippuvainen jännitystilän suuruudesta, on tavallisesti edullista korvata m_v yhtälössä (51) kokoonpuristuvuusindekseillä (C'_e tai ϵ'_2), jotka voidaan katsoa olevan jännitystilasta riippumattomia (katso kohta 1.64). Kokoonpuristuvuuskertoimen (m_v) ja C'_e :n välinen yhteys on esitetty kaavassa (52).

$$(52) \quad m_v = \frac{C'_e}{\Delta p(1 + e_0)} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

- C'_e korjattu kokoonpuristuvuusindeksi (katso kohta 1.64)
 e_0 maanäytteen huokosluku ödometrikokeen alussa
 p_0 näytteenottosyvyydessä vallitseva tehokas vertikaalijännitys.

Kokoonpuristuvuuskertoimen (m_v) ja ε'_2 :n välinen yhteys on esitetty kaavassa (53).

$$(53) \quad m_v = \frac{\varepsilon'_2}{\Delta p \log 2} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

ε'_2 korjattu kokoonpuristuvuuskertoimen (katso kohta 1.64)

Sijoittamalla kaavan (52) m_v :n lauseke kaavaan (51) saadaan konsolidaatiopainuman laskemista varten kaava (54).

$$(54) \quad S_c = \Sigma \Delta H \frac{C'_e}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Kokoonpuristuvuusindeksiä (ε'_2) käyttäen voidaan konsolidaatiopainuma laskea kaavan (55) avulla, joka on saatu yhdistämällä kaavat (51) ja (53).

$$(55) \quad S_c = \Sigma \Delta H \frac{\varepsilon'_2}{\log 2} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Alikonsolidoituneet maakerrostumat ($\frac{p_c}{p_0} < 0.8$) ovat Suomessa hyvin harvinaisia. Painumalaskelmat niiden kohdalla voidaan suorittaa periaatteellisesti samalla tavalla kuin normaalisti konsolidoituneilla maalajeilla. Vallitsevan kuormituksen ja konsolidoitumiskuormituksen erotus on kuitenkin otettava huomioon konsolidaatiota aiheuttavana lisäkuormituksena.

Ylikonsolidoituneiden maakerrosten ($\frac{p_c}{p_0} > 1.2$) painumat lasketaan tavallisesti ödometrikokeen toistokuormituskäyrän perusteella (kuva 44). Kokoonpuristuvuusindeksi (C_e tai ε_2) lasketaan suoraan korjaamattomasta toistokuormituskäyrästä. Korjauskerrointa (f) ei käytetä ylikonsolidoituneiden maalajien ollessa kyseessä (C_e :n ja ε_2 :n laskemista varten katso kohta 1.64). Konsolidaatiopainumat lasketaan samojen kaavojen avulla kuin normaalikonsolidoituneiden maalajien painumat kerrottuna kertoimella k , joka on ylikonsolidaatioasteesta riippuvainen (katso kuva 45).

Kokoonpuristuvuusindeksiä (C_e) käyttäen lasketaan painumat kaavan (56) avulla ja ε_2 :ta käyttäen kaavan (57) avulla.

$$(56) \quad S_c = k \Sigma \Delta H \frac{C_e}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

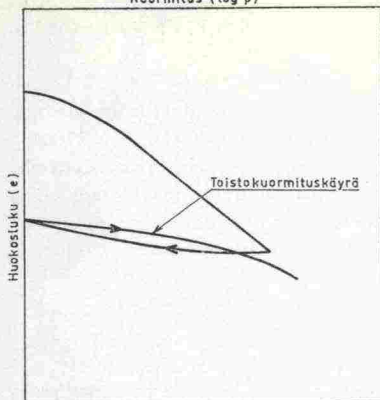
$$(57) \quad S_c = k \Sigma \Delta H \frac{\varepsilon_2}{\log 2} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Nykyisin käytössä olevin painumalaskelmamenetelmin ei ylikonsolidoituneiden maalajien kohdalla yleensä pystytä kovinkaan tarkkaan painumarviointiin.

Sekundäärinen painuma.

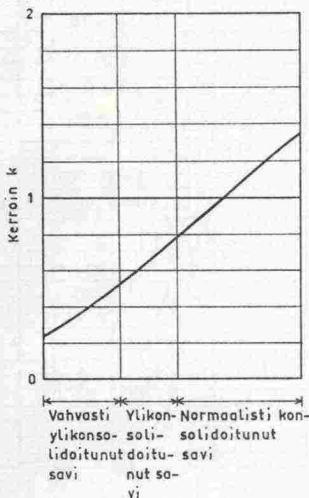
Konsolidaatiopainuman jälkeen tapahtuvan sekundäärisen painuman (S_s) laskemista varten ei ole käytettävissä luotettavaa laskumenetelmää. Normaalisti se jätetäänkin koheesio- ja painumalaskelmissa huomioonottamatta, koska sen merkitys tavallisesti muodostuu suhteellisen

Kuormitus (log p)



Kuva 44:

Ylikonsolidoituneiden maalajien painumat lasketaan tavallisesti ödometrikokeen toistokuormituskäyrän avulla.



Kuva 45:

Painumalaskukaavoissa (56) ja (57) käytetty konsolidaatioasteesta riippuva kerroin k (Janbu, Bjerrum, Kjaernsli 1964).

pieneksi ottaen huomioon konsolidaatiopainuman tavallisesti vaatiman pitkän ajanjakson.

Plastisista muodonmuutoksista aiheutuva painuma.

Plastisten muodonmuutosten johdosta tapahtuvan painumisen (S_p) laskemista varten ei toistaiseksi ole onnistuttu kehittämään luotettavaa laskumenetelmää. Plastiset muodonmuutokset saattavat kuitenkin vaikuttaa huomattavasti mm. painumisnopeuteen.

1.712 PAINUMAN RIIPPUVUUS AJASTA

Maakerroksen alkupainumien painumisnopeuden laskemista varten ei ole olemassa käyttökelpoista menetelmää. Koska alkupainumat kuitenkin yleensä ovat hyvin nopeita ja ehtivät melkein aina tapahtua rakennusaikana, ei painumisnopeuden tunteminen yleensä ole tarpeen.

Konsolidaatiopainuman painumisnopeus lasketaan tavallisesti siihen yksinkertaistavaan olettamukseen perustuen, että huokosveden virtaus maassa tapahtuu vain vertikaalisuunnassa.

Aika (t), joka tarvitaan tietyn konsolidaatioasteen (U) saavuttamiseen, lasketaan kaavan (58) avulla:

$$(58) \quad t = \frac{T_v H^2}{c_v}$$

H kokoonpuristuvan kerroksen paksuus

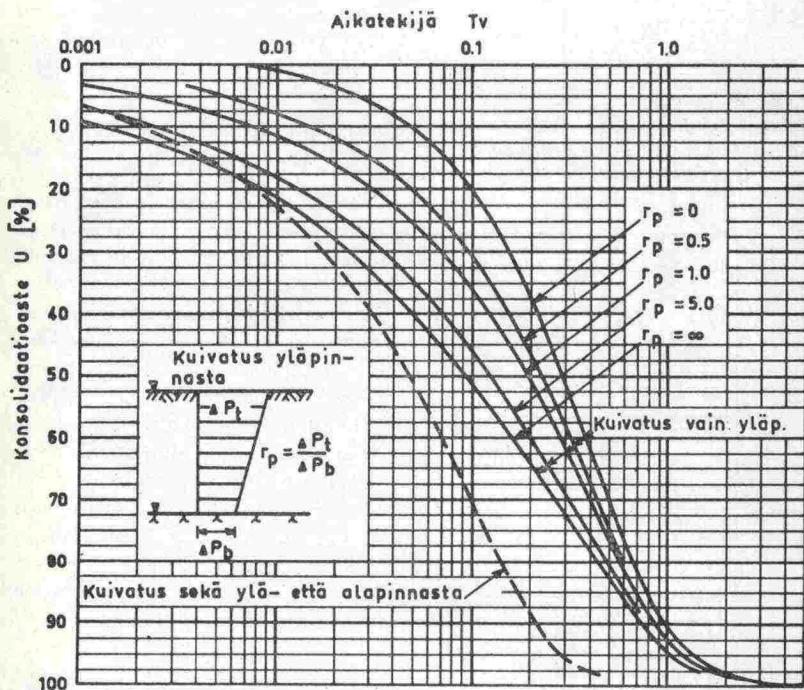
T_v dimensioton aikatekijä (katso kuva 46)

c_v konsolidaatiokerroin (katso kohta 1.64).

Aikatekijä T_v on konsolidaatioasteen funktio ja riippuvainen vertikaalisesta lisäkuormituksesta sekä kuivatusolosuhteista, kuten kuva 46 osoittaa. Huokosveden päästessä purkautumaan kerroksen sekä ylä- että alapinnasta ja paineenjakautuman ollessa suoraviivainen (kuten ödometrikokeessa oletetaan), on T_v paineenjakautumisesta riippumaton.

1.713 MAAN KERROKSELLISUUDEN HUOMIOON OTTAMINEN

Painumalaskelma perustuu kokoonpuristuvuuskokeisiin, jotka suoritetaan muutamalla pienellä maanäytteellä. Laskelman luotettavuus riippuu paitsi kokoonpuristuvuuskokeen suoritustavasta ja näytteiden laadusta olennai-



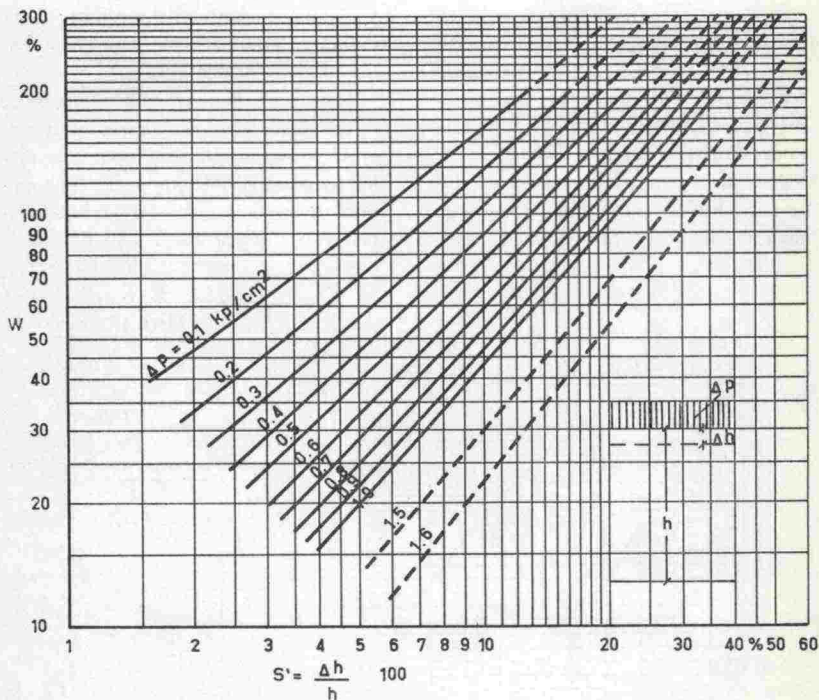
Kuva 46:

Aikatekijän (T_v) riippuvuus konsolidaatioasteesta (U), lisäkuormituksesta (Δp) sekä kuivatusolosuhteista.

sesti myös siitä, onko maan mahdollinen kerroksellisuus otettu huomioon näytteenotossa. Koska käytännössä on mahdotonta tutkia niin suuri määrä maanäytteitä, että kaikki maan kokoonpuristuvuusominaisuuksien vaihtelut saataisiin selville, on mahdollisimman edustavien näytteiden valinta erittäin tärkeää.

Maan konsolidaatiopainumisnopeus riippuu suurimmaksi osaksi kuivatusolosuhteista. Mikäli kokoonpuristuva

maakerros on homogeeninen, muodostuu painumisnopeuslaskelma suhteellisen luotettavaksi. Monessa tapauksessa maa on kuitenkin kerroksellinen, jolloin vedenläpäisevyyskin saattaa vaihdella huomattavasti. Kerroksellisuuden huomioon ottaminen laskelmissa on erittäin vaikeata. Painumisnopeudelle olisi tällöin pyrittävä määrittämään mahdollinen ylä- ja alaraja tekemällä erilaisia oletuksia kerroksellisuuden vaikutuksesta kuivatusolosuhteisiin.



Kuva 47:

Subteellinen painuma prosentteina kokoonpuristuvan kerroksen paksuudesta kuormituksen (Δp) ja vesipitoisuuden funktiona.

1.714 PAINUMIEN ARVIOIMINEN VESIPITOISUUKSIEN PERUSTEELLA

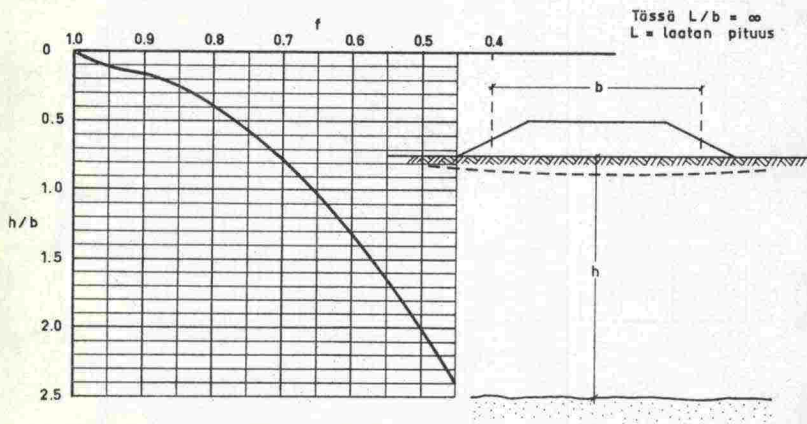
Jäljempänä esitetty yksinkertainen menetelmä painumien määrittämiseksi koheesiomaalajeissa maan vesipitoisuuden perusteella on tarkkuudeltaan usein tyydyttävä.

Koheesiomaiden kokoonpuristuvuuden on todettu riippuvan maan luonnollisesta vesipitoisuudesta kuvan 47 mukaisesti. Tällöin kuitenkin edellytetään, että kerrostuma on normaalikon-solidoitunut. Koheesiomaakerrostuman kokonaispainumaa määritettäessä riittää, kun tunnetaan kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus (h), sen keskimääräinen vesipitoisuus ($w\%$) sekä kuormituslisäyksen suuruus (Δp). Mikäli vesipitoisuus syvyysuunnassa suuresti vaihtelee, on laskelmat suoritettava jakaen kokoonpuristuva maaker-

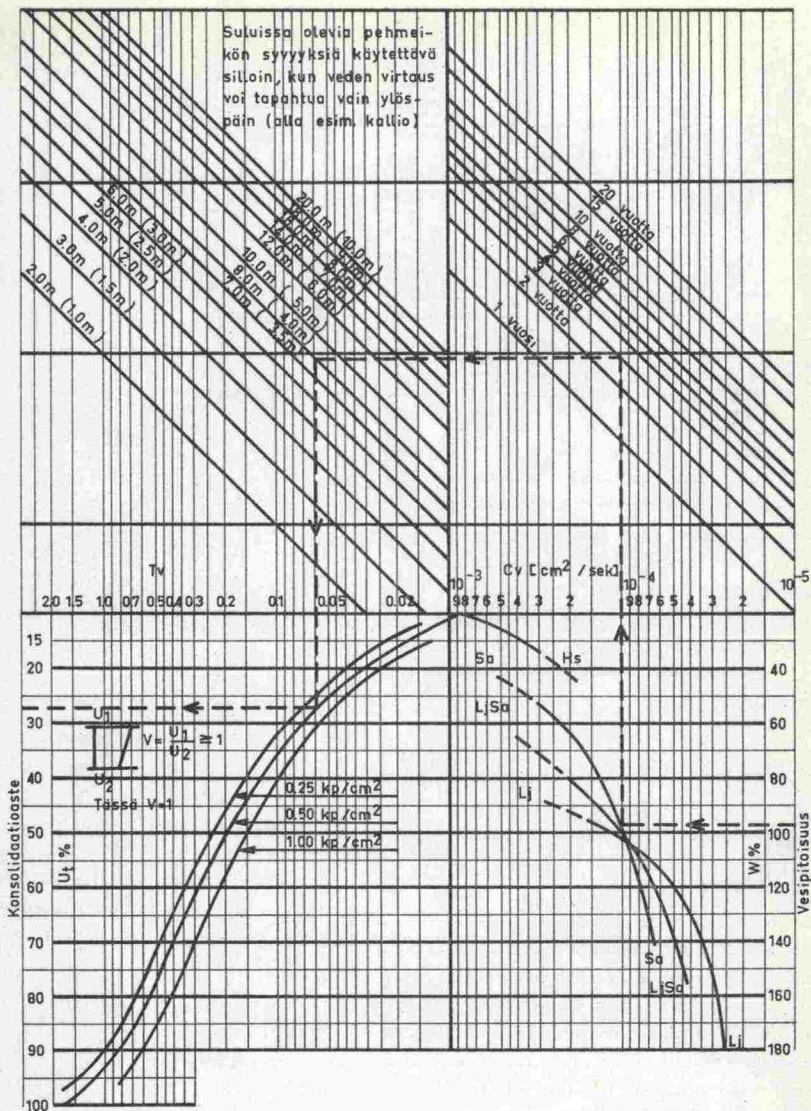
ros ohuempiin kerroksiin, joissa kussakin painuma lasketaan erikseen. Kokonaispainuma on tällöin osakerrosten painumien summa.

Kuvan 47 pystyakselilla on maan luonnollinen vesipitoisuus kuiva-aineksen määrästä laskettuna. Vaaka-akselilta saadaan painuma prosenteissa kokoonpuristuvan maakerroksen paksuudesta. Näin saadussa suhteellisessa painumassa (S') ei jännityksen jakautumista kuitenkaan ole otettu huomioon. Se voidaan ottaa keskimääräisesti huomioon käyttämällä kuvasta 48 saatavaa paineenjakautumiskerrointa f . Todellinen kokonaispainuma (S) tien keskilinjalla saadaan kaavasta $S = f S'$.

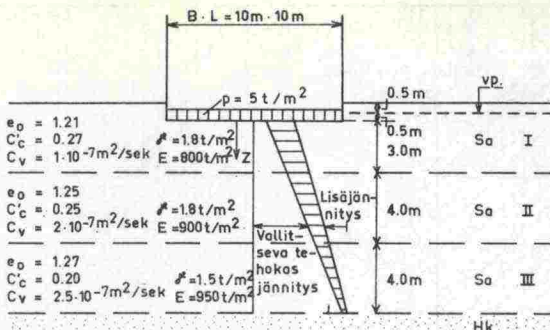
Kuvan 49 avulla voidaan arvioida, miten suuri osa painumasta ehtii tietyssä ajassa tapahtua. Nomogrammia käytettäessä arvioidaan ensiksi kokoonpuristuvan maakerroksen keskimääräinen vesipitoisuus (w_k). Mikäli laskel-



Kuva 48:
Paineenjakaumiskertoimen määrittäminen.



Kuva 49:
Konsolidaatioasteen määrittäminen.



Kuva 50:

Painumalaskelman suorittamiseen tarvittavat lähtötiedot maaperän ollessa koheesiomaata.

ma suoritetaan jakamalla maakerros osakerroksiin, käytetään w_k -arvona eri kerrosten painumien perusteella painotettua keskiarvoa. Edelleen on nomogrammia käytettäessä otettava huomioon maalaji, pehmeikön syvyys sekä penkereen aiheuttama lisäkuorma. Tulokseksi saadaan konsolidaatioaste U_c prosenteissa.

1.715 LASKUESIMERKKI

Kuvassa 50 esitetyn rakenteen painumat on arvioitava. Laboratoriokokeiden perusteella on maaperä rakenteen alla voitu jakaa kolmeen kerrokseen kuvan osoittamalla tavalla.

Maassa vallitseva tehokas vertikaalijännitys ennen lisäkuormitusta sekä lisäkuormituksen aiheuttamat jännityslisäykset kerrosten keskellä lasketaan. Lisäjännitykset lasketaan rakenteen keskipisteen alla ja niiden arvioimiseen käytetään apuna kuvaa 28.

Alkupainuma lasketaan kaavan (47) avulla.

μ_0 ja μ_1 saadaan kuvasta 41 ($D/B = 0.1$, $H/B = 1.1$ ja $L/B = 1$)

$\mu_0 = 0.98$, $\mu_1 = 0.47$

$q = 5 \text{ t/m}^2 - 0.5 \text{ t/m}^2 = 4.5 \text{ t/m}^2$
 $E = 850 \text{ t/m}^2$ (arvioitu edustava keskiarvo)

$$S_1 = 0.98 \cdot 0.47 \cdot \frac{4.5 \cdot 1000}{850} \text{ cm} \\ = 2.4 \text{ cm}$$

Konsolidaatiopainuma lasketaan kaavan (54) avulla maaperän ollessa normaalisti konsolidoitunut.

Konsolidaatiopainuman painumisnopeus lasketaan kaavan (58) avulla.

Koko kokoonpuristuvaa kerrostumaa edustavalle kokoonpuristuvuuskertoimelle c_v voidaan olettaa arvo $c_v = 1.5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sek}$.

$$t = \frac{11^2 \cdot 10^7 \cdot T_v}{1.5} \text{ sek} \\ = 25.61 \cdot T_v \text{ vuotta}$$

Eri konsolidaatioasteita (U) vastavat T_v :n arvot saadaan kuvasta 46 (kuivatus sekä ylä- että alapinnasta).

Kerros	Syvyys rakennuksen pohjalaatasta z (m)	Vallitseva tehokas vertikaalijännitys P_0 (t/m ²)	Kuormituksesta aiheutuva lisäjännitys Δp (t/m ²)
—	0	$0.5 \cdot 1.8 + 0.5 \cdot 0.8 = 1.3$	$5 - 1 \cdot 1.8 = 3.20$
I	1.5	$1.3 + 1.5 \cdot 0.8 = 2.5$	$0.96 \cdot 3.2 = 3.07$
II	50	$1.3 + 5 \cdot 0.8 = 5.3$	$0.70 \cdot 3.2 = 2.24$
III	9.0	$1.3 + 9 \cdot 0.8 = 8.5$	$0.38 \cdot 3.2 = 1.22$

Kerros	$\log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0}$	$\frac{C_e}{1 + e_0} \Delta H$	ΔS_e
I	0.348	36.7	12.8
II	0.152	44.4	6.8
III	0.057	35.2	2.0

$$S_e = 20.6 \text{ cm}$$

U %	10	30	50	70	90
T_v	0.002	0.018	0.049	0.10	0.21
t (vuosia)	0.05	0.46	1.25	2.56	2.38
$S = S_1 + S_e$ (cm)	4.5	8.6	12.7	16.8	20.9

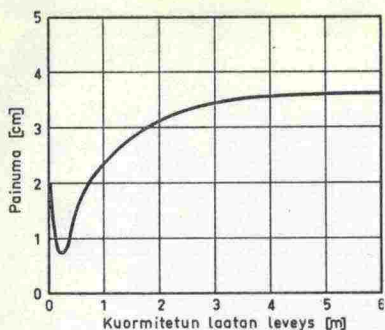
1.72 KITKAMAALAJIEN PAINUMAT

Samalla peruslaatan pohjapaineella muodostuvat painumat kitkamaalajeissa sitä suuremmiksi, mitä suurempi laatan sivumitta on (kuva 51). Lisäksi vaikuttaa maan tiiviysaste painumien suuruuteen.

Suorittamalla koekuormituksia (katso kohta 1.64) voidaan hiekalle perustettavan rakenteen odotettavissa olevat painumat likimääräisesti arvioida käyttämällä kuvassa 52 esitettyä, kokeellisesti saatua diagrammia apuna. Diagrammin vaaka-akselilla on logaritmisessa mittakaavassa tulevan perus-

laatan (tai pohjapinta-alan) leveyden suhde koelaatan leveyteen $\left(\frac{B}{B_1}\right)$ ja pystyakselilla vastaavasti tulevan rakenteen ja koelaatan painumien suhde $\left(\frac{S}{S_1}\right)$. Diagrammista käy ilmi, että suurilla peruslaatoilla vaikuttaa maan tiiviysaste merkittäväällä tavalla painumien suuruuteen.

Luotettavaa menetelmää painumisnopeuden arvioimiseksi kitkamaalajeilla ei ole käytettävissä. Tavallisesti tällä ei kuitenkaan ole merkitystä, koska painumat yleensä ovat hyvin nopeita ja ehtivät tapahtua jo rakennusaikana. Yleensä ei myöskään ole tarpeen ero-

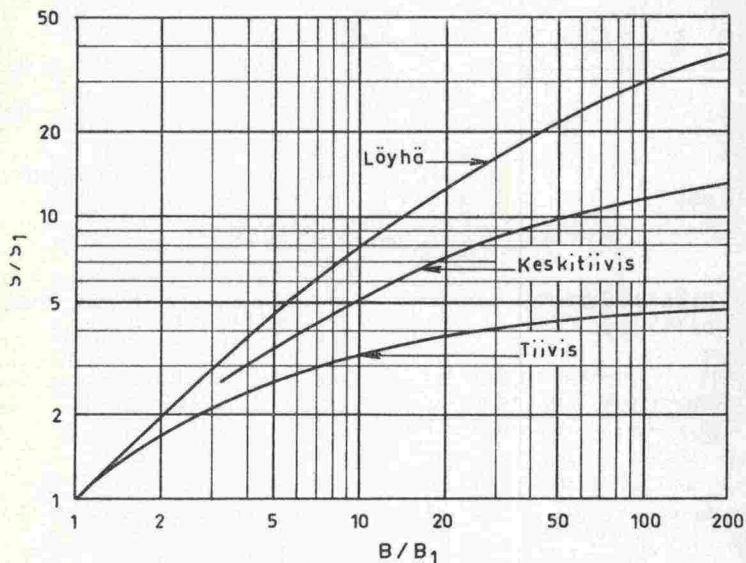


Kuva 51:
Kuormitetun laatan leveyden vaikutus
painumiin hiekkamaassa (Kögler,
Scheidt 1948).

tella painuman eri vaiheita toisistaan,
vaan esimerkiksi koekuormituksien
avulla pyritään arvioimaan pelkästään
maan kokonaispainumat.

Laskuesimerkki:

Painumien arvioimista varten on
suoritettu koekuormitus suunnitellun,
homogeeniselle hiekkamaalle perustet-
tavan rakennuksen kohdalla. Koelaat-
tan leveys $B_1 = 30$ cm ja sen painuma
tulevan rakenteen aiheuttamalla, 2.5
 kg/cm^2 suuruisella kuormituksella
 $S_1 = 2$ cm. Suunnitellun peruslaatan



B = peruslaatan leveys

B_1 = koelaatan leveys

S = peruslaatan painuma

S_1 = koelaatan painuma

Kuva 52:

Hiekalle perustettavan rakenteen painumien arvioiminen koekuormituksien
perusteella (Janbu, Bjerrum, Kjaernsli 1964).

leveys on $B = 3$ m. Rakennuspaikalla suoritettujen painokairaukset osoittavat maaperän olevan keskitiivistä (painokairausvastus $150 \dots 300$ pk/m). Kun van 52 diagrammista saadaan $\frac{S}{S_1} = 5$ (kun $\frac{B}{B_1} = 10$ ja maaperä keskitiivistä). Odotettavissa oleva rakenteen painuma on siis $S = 5 S_1 = 10$ cm.

1.73 TURVEMAALAJIEN PAINUMAT

Suurimpina vaikeuksina turpeelle perustetun rakenteen painumien arvioinnissa on sopivan konsolidaatio-teorian löytäminen sekä häiriintymätömien turvenäytteiden saaminen laboratorioskokeita varten. Lisäksi mitään painumalaskelmat eivät voi muodostua kovin tarkoiksi turpeen epähomogeenisuuden vuoksi.

Painumat voidaan arvioida erilaisin menetelmin, joista seuraavassa esitetään kolme tapaa:

- 1) Painumat arvioidaan kokemukseräisesti lähistöllä aikaisemmin turpeen varaan perustetun rakenteen painumien perusteella.
- 2) Painumat arvioidaan turpeen vesipitoisuuden ja maatumisasteen perusteella.
- 3) Painumat arvioidaan erottamalla laskelmissa primäärinen ja sekundäärinen kokoonpuristuminen.

Ensimmäinen näistä menetelmistä saattaa muodostua sangen tyydyttäväksi, mikäli on tehty tarkkoja havain-toja painumien suuruudesta ja painu-

misnopeudesta samalle turvealueelle aikaisemmin rakennetun rakenteen kohdalla.

Toinen edellämainituista menetelmistä vaatii tiedon turpeen kokoonpuristuvuuskertoimen (m_v) ja vesipitoisuuden välisestä riippuvuudesta sekä maatumisasteesta. Karkeissa arvioinneissa, esim. tiepenkereiden painumalaskelmissa, voidaan käyttää hyväksi kuvassa 53 esitettyä käyrästä, jossa vaakakselilla on turpeen vesipitoisuuden ($w \%$) ja maatumisasteen (H_t) suhde sekä pystyakselilla kokoonpuristuvuuskerroin (m_v). Maatumisaste määritetään silmämääräisesti, jolloin H_t :lle annetaan arvot $1 \dots 3$ seuraavasti:

$H_t = 1$; raakaturve

$H_t = 2$; keskinkertaisesti maatonut turve

$H_t = 3$; maatonut turve.

Turpeen vesipitoisuus määritetään laboratoriossa. Kun kokoonpuristuvuuskerroin (m_v) on saatu käyrästä, lasketaan turvekerroksen kokoonpuristuminen kaavan (59) avulla:

$$(59) S = m_v \Delta p \Delta H$$

Δp kuormituksen lisäys turvekerroksen keskellä
 ΔH turvekerroksen paksuus.

Sekä maatumisasteen että vesipitoisuuden vaihdella huomattavasti syvyyden mukana on painumalaskelmissa usein syytä jakaa turve kerroksiin, jolloin painumalaskukaava saa muodon

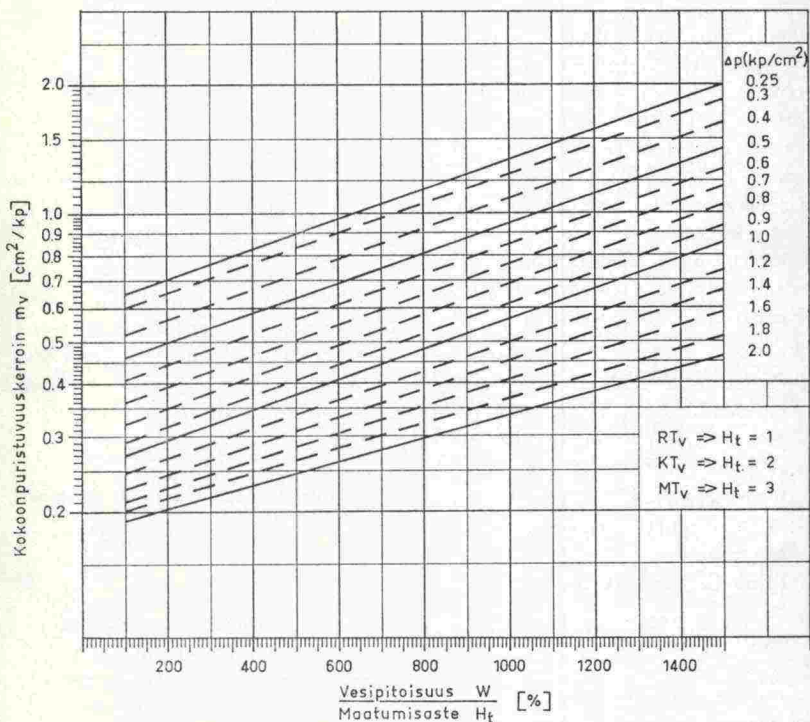
$$(60) S = \sum m_v \Delta p \Delta H$$

Painumisnopeuden arvioiminen ei ole mahdollista edelläesitetyllä laskentamenetelmällä, mikä suuresti rajoittaa menetelmän käyttökelpoisuutta.

Kolmannessa menetelmässä turpeen primäärinen kokoonpuristuminen lasketaan laboratoriokokeen perusteella samalla tavalla kuin saven ollessa kyseessä. Turpeen primäärisen konsolidaatiovaiheen ollessa ödometrikokeessa tavallisesti hyvin lyhyt muodostaa sekundäärinen kokoonpuristuminen huomattavan osan kokonaispainumas-

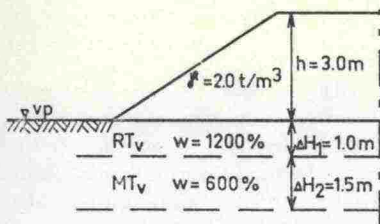
ta, mikäli kuormitusvaiheen annetaan kestää 24 tuntia. Siksi onkin parempi siirtyä seuraavaan kuormitukseen lyhyemmän ajan kuluttua huokosvedenpaineen ollessa jo merkityksetön. Täten koe voidaan suorittaa useammalla näytteellä luotettavamman tuloksen saamiseksi.

Sekundäärinen kokoonpuristumisvaihe määritetään suorittamalla pitempiaikaisia ödometrikokeita. Näytteen huokosvedenpaineen purkauduttua huokosluku — log.aikakäyrä muo-



Kuva 53:

Turpeen kokoonpuristuvuuskerroin arvioiminen vesipitoisuuden, maatumisasteen sekä lisäkuormituksen perusteella.



Kuva 54:

Turpeelle perustetun tiepenkereen painumisarviointia varten tarvittavat tiedot.

dostuu suoraviivaiseksi. Tämän suoran kaltevuus määrää sekundäärinen kokoonpuristuvuuskertoimen C_s (kokoonpuristumisen määrä näytteen korkeusyksikköä kohden yhden log.jakson aikana). Sekundäärinen kokoonpuristuminen voidaan tämän jälkeen laskea kaavaa (61) käyttäen:

$$(61) S_s = C_s H \log \frac{t_2}{t_1}$$

S_s sekundäärinen painuma

C_s sekundäärinen kokoonpuristuvuuskerroin

H turvekerroksen paksuus (primäärinen kokoonpuristumisen jälkeen)

t_1 primääriseen kokoonpuristumiseen kuluva aika

t_2 kokonaispainumaan kuluva aika

$t_2 - t_1$ aika, jonka kuluessa tapahtuvat sekundääriset painumat halutaan laskea.

Koska kaava on logaritminen, se ei ole kovin herkkä mahdolliselle virheelle oletetussa arvossa t_1 .

Kokonaispainuma saadaan laskemalla yhteen primäärinen ja sekundäärinen kokoonpuristuminen.

Laskuesimerkki:

Kuvan 54 osoittaman tiepenkereen painuminen on ennen tien rakentamista arvioitava. Otettujen näytteiden perusteella on turve jaettu kahteen eri kerrokseen. Painumalaskelman ensimmäisenä vaiheena on penkereen aiheuttaman maaperän lisäkuormitukseen (Δp) arviointi. Tällöin oletetaan, että penger sen painuessa välittömästi korotetaan takaisin tasausviivan edellyttämään tasoon. Koska myös painunut pengerosuus muodostaa lisäkuormitusta, on kokonaispainumalle oletettava jokin arvo. Näin saatua $p:n$ arvoa käyttäen lasketaan painuma S .

$$1) \Delta p = \gamma h + (\gamma - 1) S_{0let} = 2.0 \cdot 3.0 + 1.0 \cdot 1.4 = 0.74 \text{ kg/cm}^2$$

$h = 3.0 \text{ m}$ = pengerkorkeus
 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ = penkereen tilavuuspaino

$$S_{0let} = 1.4 \text{ m} = \text{oletettu painuma}$$

$$S = \sum m_v \cdot \Delta p \cdot \Delta H = 0.86 \cdot 0.74 \cdot 1.0 + 0.40 \cdot 0.74 \cdot 1.5 = 1.08 \text{ m}$$

m_v kokoonpuristuvuuskerroin (kuvan 53 käyrästä)

ΔH turvekerroksen paksuus

Laskutoimitus toistetaan tämän jälkeen käyttäen S_{0let} arvona $S = 1.08 \text{ m}$.

$$2) P_{korj} = \gamma H + (\gamma - 1) S = 2.0 \cdot 3.0 + 1.0 \cdot 1.1 = 0.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{korj} = \sum m_{vkorj} \cdot P_{korj} \cdot \Delta H = 0.87 \cdot 0.71 \cdot 1.0 + 0.42 \cdot 0.71 \cdot 1.5 = 1.06 \text{ m}$$

Mikäli oletettu painuma S_{0let} jo ensimmäisessä laskuvaiheessa on $\sim S$ ei korjauslaskelma ole tarpeellinen.

1.8 Veden virtaus maassa

1.81 VIRTAUKSEN PERUS- YHTÄLÖT

Veden virtausta huokoisessa tai rakeisessa väliaineessa, kuten maassa, voidaan yleisesti kuvata Escanden ym. esittämällä yhtälöllä (62).

$$(62) \quad i = av^n$$

- i hydraulinen gradientti, yksikköputous
- a väliaineelle tyypillinen vakio
- $= \frac{1}{k}$
- v virtausnopeus $= \frac{Q}{A}$
- A virtausta vastaan kohtisuora poikkileikkauksen pinta-ala
- Q_n virtaava vesimäärä, virtaama eksponentti, jonka suuruus riippuu virtausmuodosta

Määrätyissä pohjaveden virtausmuodoissa yhtälö (62) muuttuu lineaariseksi, jolloin $n = 1$. Tällöin se saa muodon, jossa sen ensi kertaa esitti v. 1856 ranskalainen Darcy. Tämä Darcyn lain nimellä tunnettu yhtälö kirjoitetaan tavallisesti kaavan (63) mukaisessa muodossa.

$$(63) \quad v = ki$$

- v näennäinen virtausnopeus laskettuna virtauspoikkileikkauksen bruttopinta-alalle (m/s tai cm/s).
- k vedenläpäisevyyskerroin, jonka suuruus riippuu mm. maalajin raakoostumuksesta, rakeiden muodosta, suhteellisesta tiiviyydestä ja lämpötilasta
- i hydraulinen gradientti, yksikköputous

Alan kirjallisuus toteaa yleensä Darcyn lain olevan voimassa silloin, kun pohjaveden virtaus on laminaarista. Viimeaikainen tutkimus (esim. Dudgeon 1966, Chauveteau ja Thirriot 1967) on kuitenkin todennut, että Darcyn lakia voidaan soveltaa tyydyttävän tarkasti vain varsin rajoitetulla laminaarivirtausten alueella.

Virtausmuotoa tarkastellaan yleensä Reynoldsin luvun avulla. Dimensioton Reynoldsin luku kuvaa nesteseen vaikuttavien hitausvoimien suhdetta viskoottisiin voimiin. Sen arvo rakeisessa väliaineessa voidaan laskea kaavasta (64):

$$(64) \quad Re = \frac{vd}{\gamma}$$

- Re Reynoldsin luku
- v virtausnopeus (tavallisesti cm/s)
- d väliaineen rakeiden keskimääräinen halkaisija (cm)
- γ kinemaattinen viskositeetti (cm²/s), jonka arvo vaihtelee lämpötilan mukaan. Vedelle voidaan 20°C lämmössä käyttää arvoa $\gamma = 1.009 \cdot 10^{-2}$ cm²/s.

Aikaisemmin mainittujen tutkimusten mukaan voidaan Darcyn lain katsoa olevan voimassa silloin, kun $Re \leq 1$. Tämän ehdon merkitys käytännössä selviää sijoittamalla yhtälöön (64) veden kinemaattisen viskositeetin arvo ja käyttämällä virtausnopeutta $v = 0.25$ cm/s, jolloin saadaan maan keskimääräiselle raekoolle arvo $d = 0.4$ mm. Tämä vastaa tunnetusti

hienon hiekan raekokoa. Samalla tavoin voidaan todeta, että tällä samalla virtausnopeudella laskien Reynoldsin luku hienossa sorassa olisi kymmenkertainen asetettuun alarajaan verrattuna ja lineaarisen Darcyn lain ei enää voitaisi katsoa pitävän paikkaansa. Yhtälön (62) eksponentti n saisi tällöin arvon, joka poikkeaisi arvosta $= 1$.

Myös aikaisempi käsitys niistä syistä, joiden vuoksi Darcyn lineaarinen laki ei pidä paikkaansa suurilla Reynoldsin luvun arvoilla, on muuttunut viime aikoina. Aikaisemmin pidettiin virtauksen muuttumista turbulentsiksi, pyörteiseksi, pääsyynä poikkeamaan, mutta uudet tutkimukset ovat osoittaneet, että poikkeamat johtuvat aluksi hitausvoimien vaikutuksesta ja vasta varsin myöhäisessä vaiheessa virtauksen muuttumisesta turbulentsiksi.

Darcyn lakia ei voida hitaidenkaan virtausnopeuksien vallitessa soveltaa silloin, kun maa-aines, jossa virtaus tapahtuu, on hienojakoista koheesiomaalajia. Tämän poikkeaman katsotaan johtuvan sähköisistä ja kemiallisista pintavoimista, jotka vallitsevat nesteen ja kiinteän aineksen rakeiden välillä.

1.82 MATEMAATTINEN VIRTAUSMALLI

1.821 LAPLACEN YHTÄLÖ

Tutkimalla veden virtausta kaksidimensioisessa maaperässä, jollaiseksi useimmat käytännön tehtävät ovat muunnettavissa, voidaan veden virtaukselle johtaa matemaattinen malli,

joka tavallisimmin esitetään Laplaceen yhtälön muodossa (kaava 65).

$$(65) \frac{\delta^2 \phi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \phi}{\delta z^2} = 0$$

funktio $\phi =$ kh tunnetaan
nimellä nopeuspotentiaali
k vedenläpäisevyyserroin
h hydraulinen painekorkeus

Tämän toisen asteen osittaisdifferentiaaliyhtälön ominaisuuksia tutkimalla voidaan todeta, että määrätapauksissa yhtälö toteutuu konjugateilla harmonisilla funktioilla ϕ ja ψ ja että käyrät $\phi(x, y) = \text{vakio}$ ovat kohtisuoria käyrille $\psi(x, y) = \text{vakio}$. Graafisesti esitettyinä käyräsarjat muodostavat virtausverkon, toisen sarjan käyriä kutsutaan nimellä virtausviivat ja niitä vastaan kohtisuoran sarjan käyriä nimellä ekvipotentiaaliviivat (saman potentiaalilin viivat).

Virtausverkko on siis Laplaceen yhtälön graafinen ratkaisu. Maaperässä liikkuvien vesipisaroiden voidaan kuvitella seuraavan virtausviivoja. Jokaisella ekvipotentiaaliviivojen välillä osalla tapahtuu virtauksessa samansuuruinen painehäviö. Samaten jokaisessa samalla ekvipotentiaaliviivalla olevassa pisteessä vesi kohoaisi pisteeseen työnnettyssä avoimessa putkessa samalle korkeudelle, jota kutsutaan pietsometriseksi korkeudeksi.

1.822 REUNAEHDOT

Kaksiulotteisessa, homogeenisessa maaperässä tapahtuvassa pohjaveden virtauksessa esiintyy yleisessä tapauksessa neljää tyyppiä olevia rajapintoja, joiden ominaisuudet muodosta-

vat reunaehdot virtauslaskelman analyttisessä tai graafisessa suorittamisessa.

Vesitiivis rajapinta

Pohjaveden virtaus ei läpäise vesitiivistä rajapintaa, ja siksi nopeuden pintaa vastaan kohtisuora komponentti $= 0$. Virtausviivat ovat tämän vuoksi rajapinnan lähellä sen suuntaisia ja virtausverkkoa piirrettäessä oletetaan tavallisesti vesitiiviin rajapinnan olevan $=$ reunimmainen virtausviiva. Ekvipotentiaaliviivat ovat määritelmänsä mukaisesti kohtisuorassa vesitiivistä rajapintaa vastaan.

Käytännön sovellutuksiin riittävällä tarkkuudella voidaan kahden erilaisen maa-aineksen välistä rajapintaa pitää vesitiiviinä rajapintana, jos paremmin vettäläpäisevän kerroksen vedenläpäisevyyskerroin on vähintään kymmenen kertaa niin suuri kuin huonommin vettäläpäisevän maakerroksen vedenläpäisevyyskerroin.

Veden alla olevat maanpinnat

Veden alla olevilla maanpinnoilla voidaan yleensä olettaa vallitsevan vapaan vedenpinnan korkeutta vastaavan suuruisen hydrostaattisen vedenpaineen. Jokaista tällaista veden alla olevaa maanpintaa, olkoon se sitten joko veden sisään- tai ulosvirtauspinta, voidaan pitää ekvipotentiaaliviivana, jota vastaan kohtisuoraan piirretään virtausviivat.

Vapaa (ilmassa oleva) ulosvirtauspinta

Vapaalla ulosvirtauspinnalla tarkoitetaan esim. kuvassa 57 b esitettyä

suotopintaa, josta vesi virtaa ulos maaperästä. Tämä pinta edustaa rajapintaa, jossa virtaava vesi poistuu virtaustilasta ja saapuu atmosfääriseen paineeseen. Virtausnopeuden pintaa vastaan kohtisuora komponentti $\neq 0$, ja siksi tämä pinta ei ole ekvipotentiaali- eikä virtausviiva. Tämän pinnan huomioon ottaminen graafisessa ratkaisussa esitetään myöhemmin esimerkin muodossa.

Pohjaveden pinta eli suotoviiva

Pohjavedenpinta on pohjaveden virtaustilan ylin virtausviiva. Se erottaa vedellä kyllästetyn maa-aineksen maasta, jossa ei tapahdu lainkaan virtausta. Tämän pinnan määrittäminen virtausverkkoa piirrettäessä on eräs pohjaveden virtauksen tutkimisen keskeisiä tehtäviä. Määrityskeinoihin palataan lähemmin virtausverkon piirtämisestä käsittelevässä kohdassa. Sen lisäksi, että tämä pinta on ylin virtausviiva, ovat myös sillä kaikissa pisteissä vallitsevat paineet suuruudeltaan atmosfäärisiä. Tämän vuoksi pohjavedenpinnan ja virtausverkon ekvipotentiaaliviivojen leikkauspisteet sijaitsevat siten, että leikkauspisteiden keskinäiset, pystysuorat etäisyydet ovat yhtä suuret.

1.823 LAPLACEN YHTÄLÖN RATKAISUTAVAT

Graafisen ratkaisun lisäksi voidaan Laplacen yhtälö määrätapauksissa ratkaista matemaattisia keinoja käyttäen. Ratkaisuun voidaan tällöin käyttää

mm. konformista kuvausta alkeisfunktioiden avulla, jolloin alkeisfunktio, jota käytetään, valitaan kulloinkin kysymyksessä olevan tehtävän vaatimusten mukaisesti. Muita erikoislausmenetelmiä ovat nopeushodograafin käyttö, kuvaus kompleksifunktioiden avulla, sekä muut matemaattiset kuvausmenetelmät, kuten Schwarz-Cristoffelin muunnos ym. Uusimpia likimääräisiä menetelmiä, jotka tietokoneet ovat tehneet mahdollisiksi, ovat relaksaatiomenetelmä ja äärellisten elementtien käyttö.

Virtausverkon laatimiseen on kehitetty myös joukko analogiamenetelmiä, joissa käytetään hyväksi muiden potentiaalivirtausmuotojen helpompaa mitattavuutta pienoismaalleissa. Tällaisia ovat esim. sähköiset analogiamallit, joissa virtaustilaa geometrisesti vastaavassa, sähköä johtavasta aineesta valmistetussa mallissa mitataan potentiaalienergian vähenemistä (= putoushäviötä) jännitteen muutoksina, kun malliaineen sähkönjohtokyky on matemaattisesti samaistettavissa maaperän vedenläpäisevyyteen.

Virtausverkkoja voidaan konstruoida myös maasta valmistettujen pienoismallien avulla tarkastelemalla virtausta mallin sivusta lasilevyn läpi. Virtausviivat näkyvät tällöin esim. maanpinnalle ruiskutetun väriaineen kulkutienä maa-aineksen läpi. Malli voidaan rakentaa myös kahden lähelle toisiaan asetetun lasilevyn väliin panusta viskoottisesta nesteestä (esim. glyseriinistä), johon väriaines vastavalla tavalla ruiskutetaan.

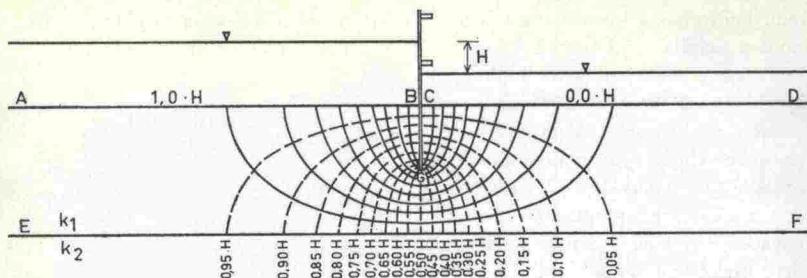
Kaikki nämä menetelmät on perusteellisesti esitetty Harr'in (1962) ja

Polybarinova-Kochina'n (1962) viiteluettelossa mainituissa teoksissa.

1.824 VIRTAAUSVERKON PIIRTÄMINEN

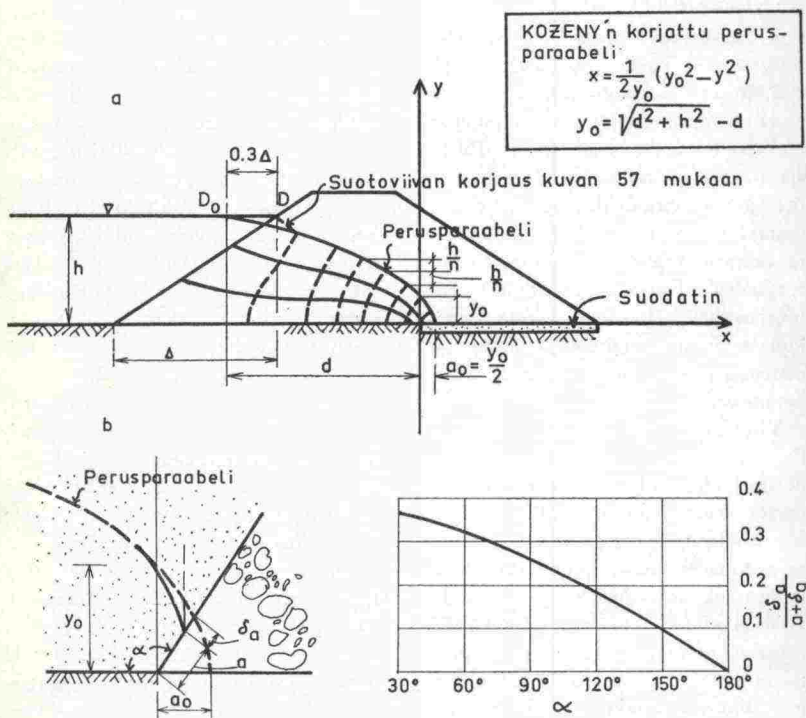
Kaikista Laplacen yhtälön ratkaisutavoista on käytännön kannalta tärkein virtausverkon määrittäminen graafisesti.

Virtausverkko piirretään kokeilemalla, verkkoa koko ajan parantaen ja käyttäen esikuvina kirjallisuudessa esitettyjä virtausverkkojen malleja. Lähtökohdan piirtämiselle muodostavat kohdassa 1.822 esitetyt reunaehdot, joiden avulla virtaustilan rajat voidaan määrittää. Verkon piirtäminen kuvataan tässä esimerkkien avulla aloittaen tapauksesta, jossa virtausverkon muodostavat liittohyperbelijoukot, jotka määritelmän mukaan ovat kohtisuorassa toisiaan vastaan. Tätä tapausta esittää kuva 55. Pohjaveden virtaus tapahtuu vaakasuorien rajapintojen AD ja EF välissä, maahan lyödyn uraseinän BG alitse. Rajapinnan EF oletetaan olevan tiiviin rajapinnan, jonka läpi vesi ei voi virrata. Uraseinän oletetaan myös olevan täysin vesitiiviin. Kohdan 1.822 reunaehtojen mukaan ovat siis pinnat AB, josta vesi virtaa sisään, ja CD, josta vesi virtaa ulos, veden alla olevina pintoina äärimmäiset ekvipotentiaaliviivat. Vesitiiviinä rajapintana on uraseinän pinta BGC ylin virtausviiva ja toinen vesitiivis rajapinta EF vastavasti alin virtausviiva. Virtausta ylläpitävänä paineena on ylä- ja alaveden pintojen välinen korkeusero H. Reunaehdoista ja virtausverkon yleisistä



Kuva 55:

Uraseinän alitse tapahtuvaa virtausta kuvaava virtausverkko.



Kuva 56:

Suotoviivan piirtäminen perusparaabelia käyttäen (a) ja perusparaabelin korjaaminen suunnikkaanmuotoiseen salaojaan tultaessa (b).

ominaisuuksista lähtien piirretään ko-
keillen virtausverkko, joka tässä ta-
pauksessa on kuvan 55 esittämän kal-
tainen. Ekvipotentialiviivojen ja vir-
tausviivojen muodostamat kuviot ovat
suorakulmaiset ja mahdollisimman ne-
liönmuotoiset (kun maaperä on iso-
trooppista). Virtausverkon ruutujen
lukumäärä on muuten valittavissa
täysin vapaasti. Kuvan 55 esittämässä
tapauksessa on ekvipotentialiviivojen
välit valittu siten, että välien luku-
määrä $n = 20$. Parillinen lukumäärä
johtuu virtausverkon symmetrisyydes-
tä uraseinän suhteen. Virtausviivojen
välejä kutsutaan virtauskanaviksi ja
niiden lukumäärä tässä tapauksessa
on $m = 10$. Jokaisen virtauskanavan
läpi virtaava vesimäärä on samansuu-
ruinen $ja = Q/m = 0.10 Q$.

Edellisen tapauksen virtaustilan geo-
metria oli sellainen, että virtaus ta-
pahtui suljetussa tilassa, jossa ylim-
män virtausviivan sijainti oli geomet-
rian määräämä. Monissa käytännön
tapauksissa on kuitenkin pohjaveden
pinnan sijainti ratkaistava, ennen
kuin virtausverkkoa päästään piirtä-
mään. Tähän ryhmään kuuluu suurin
joukko pohjaveden virtauksia käsitte-
leviä tehtäviä.

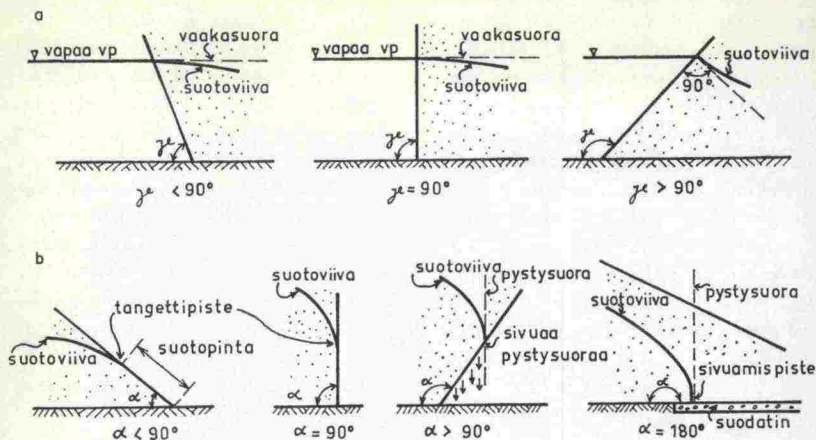
Kun vedenpinnan kaltevuus on pie-
ni, voidaan sen sijaintia määritettäes-
sä olettaa, että virtausviivat ovat vaa-
ka- ja ekvipotentialiviivat pystysuo-
ria. Lisäksi voidaan olettaa, että hyd-
raulinen gradientti = vedenpinnan
kaltevuus. Näihin Dupuit'n teorian
mukaisiin otaksumiin perustuvat
useimmat pohjaveden pinnan määrit-
tämiseen käytetyt keinot. Kuvassa 56
on näytetty L. Casagrande'n esittämä

keino, jota käytetään pääasiassa pen-
kereiden läpi tapahtuvaa virtausta
tutkittaessa, mutta joka soveltuu mui-
hinkin tapauksiin. Ylin virtausviiva
piirretään aluksi ns. parannetun
Kozeny'n perusparaabelin muotoon,
jonka yhtälö ja piirtämistapa on näy-
tetty kuvassa 56 a. Ylimmän virtaus-
viivan eli suotoviivan muotoa paran-
nellaan senjälkeen esim. kuvassa 56 b
annettujen tai A. Casagrande'n esit-
tämien ohjeiden mukaan, jotka on
annettu kuvassa 57. Kun ylin virtaus-
viiva on piirretty, voidaan virtaus-
verkko konstruoida aikaisemmin esi-
tettyjen periaatteiden mukaan.

1.825 MUUTTUVAN VEDEN- LÄPÄISEVYYDEN VAIKUTUS VIRTAUS- VERKKOON

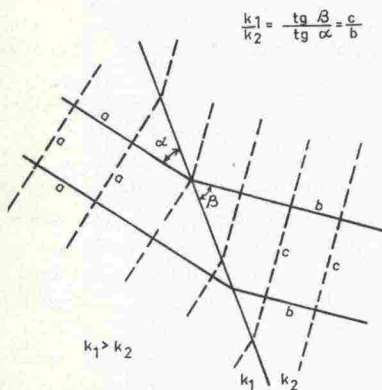
Kahden erilaisen vedenläpäisevyy-
den omaavan maa-aineksen rajapin-
nalla taittuvat virtausviivat kuvan 58
esittämällä tavalla. Virtauksen siir-
tyessä paremmin vettäläpäisevästä
maa-aineksestä huonommin läpäisevään
tarvitsee sama virtaama suuremman
poikkileikkauspinta-alan ja siksi vir-
tausviivat taipuvat siten, että virtaus-
kanavat laajenevat. Päinvastaisessa ta-
pauksessa, maa-aineksen muuttuessa
paremmin vettäläpäiseväksi, virtauska-
navat supistuvat.

Kaikissa edellä käsitellyissä tapauk-
sissa on maa-aines ollut isotrooppista,
ts. sen vedenläpäisevyys pysty- ja
vaakasuurassa suunnassa on ollut sa-
ma. Virtausverkkoa voidaan käyttää
myös anisotrooppisen maaperän vir-



Kuva 57:

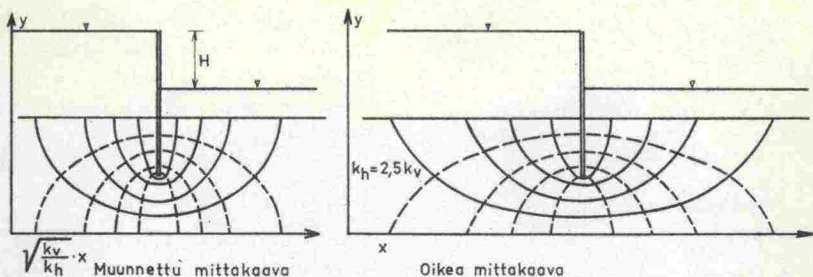
Suotoviivan kulku sisään- (a) ja ulosvirtauspinnoilla (b) erilaisilla pintojen kaltevuuksilla.



Kuva 58:

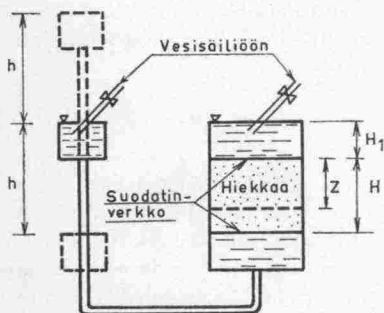
Virtausverkon taittuminen kahden vedenläpäisevyydeltään erilaisen maan aineksen rajapinnalla.

tauksien tutkimiseen. Kerrostuneessa maaperässä on vaakasuora vedenläpäisevyys (k_h) usein suurempi kuin pystysuora vedenläpäisevyys (k_v). Virtausverkon piirtäminen tällaista anisotrooppista maaperää varten aloitetaan piirtämällä tutkittava poikkileikkaus sellaiseen mittakaavaan, että kaikkia vaakamittoja supistetaan kertomalla ne luvulla $\sqrt{k_v/k_h}$. Tähän muunnettuun piirrokseen voidaan sen jälkeen piirtää virtausverkko tavalliseen tapaan kuten isotrooppisessa maaperässä käyttäen neliönmuotoisia kenttiä. Virtausverkon risteyspisteet voidaan valmiista verkosta siirtää vastakkaisella mittakaavamunnoksella alkupe- räiseen leikkaukseen, jolloin saadaan virtausverkko, jonka ruudut eivät enää ole neliönmuotoisia (ks. kuva 59).



Kuva 59:

Virtausverkon piirtäminen anisotrooppisessa maaperässä.



Kuva 60:

Suotopaineen ja kriittisen gradientin havainnollinen esittäminen.

1.83 SUOTOVESIMÄÄRÄN LASKEMINEN

Suotovesimäärä voidaan helposti laskea valmiista virtausverkosta. Laskutoimitus suoritetaan kaavan (66) avulla:

$$(66) \quad Q = kh \frac{m}{n}$$

Q poikkileikkauksen läpi aikayksikössä virtaava vesimäärä (virtauspoikkileikkauksen ulottuvuus kohtisuoraan kuvaustasoa vastaan = 1)

- k maaperän vedenläpäisevyyskerroin
- h painekorkeus
- m virtauskanavien lukumäärä
- n ekvipotentiaaliviivojen välien lukumäärä

1.84 HYDRAULINEN MURTUMA

1.841 VIRTAAVAN VEDEN MAAHAN AIHEUTTAMAT VOIMAT

Täysin vedellä kyllästetyssä maa-aineksessa vallitseva paine voidaan jakaa kahteen osaan: tehokkaaseen jännitykseen (raepaineeseen) ja huokospaineeseen (neutraalijännitykseen), kaava (67).

$$(67) \quad \sigma = \sigma' + u$$

- σ kokonaisjännitys
- σ' tehokas jännitys (raepaine)
- u huokospaine (neutraalijännitys)

Kuvan 60 esittämässä olosuhteissa, astian ollessa keskiasennossaan, voidaan syvyydessä z vallitseva huokospaine ja kokonaisjännitys laskea kaavojen (68) ja (69) avulla.

$$(68) u = (H_1 + z) \gamma_w$$

$$(69) \sigma = H_1 \gamma_w + z \gamma$$

γ_w veden tilavuuspaino
 γ vedellä kyllästetyn maan
 tilavuuspaino.

Tehokas normaalijännitys on tällöin kaavan (67) mukaan syvyydellä z

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u = H_1 \gamma_w + z \gamma - \\ &\quad (H_1 + z) \gamma_w = \\ &= z(\gamma - \gamma_w) = z \gamma' \\ &\quad \gamma' \text{ maan tehokas tilavuuspaino.} \end{aligned}$$

Jos kuvan vasenta astiaa alennetaan siten, että vedenpintojen korkeusero $= h$, virtaa vesi oikeanpuoleisen astian läpi gradientin $i = h/H$ alaisena. Neutraalijännitys syvyydessä H alenee määrällä $h \gamma_w = i H \gamma_w$ ja syvyydessä z määrällä $\Delta u = i z \gamma_w$. Jos vasenta astiaa nostetaan samalla määrällä h , lisääntyy neutraalijännitys syvyydessä z samalla määrällä ($\Delta u = i z \gamma_w$), tehokas jännitys pienenee vastaavasti ja saavuttaa arvon (70).

$$(70) \sigma' = z \gamma' - i z \gamma_w$$

Neutraalijännityksen lisääntyminen ja tehokkaan jännityksen pieneneminen määrällä Δu , jota kutsutaan suotopaineeksi, aiheutuu veden siirtymisestä paikallaan pysyvistä tilasta liikkeeseen.

Jos astian poikkileikkauspinta-ala on A , on syvyydellä H vaikuttava suoto-voima $= H A i \gamma_w$. Virtauksen ollessa tasainen vaikuttaa suoto-voima tasaisesti jakautuneena koko massaansa HA ja sen suuruus maa-aineksen tilavuusyksikköä kohden laskettuna on siis $= i \gamma_w$. Määritelmän muodossa voidaan edellä oleva lausua seuraavasti:

Isotrooppisessa maa-aineksessa vaikuttaa suoto-voima aina virtauksen suuntaisena ja on suuruudeltaan $= i \gamma_w$ maamassan tilavuusyksikköä kohden laskettuna.

1.842 KRIITILLINEN PUTOUS

Edellä on todettu, että veden virratessa alaspäin lisää muodostuva suoto-paine tehokasta jännitystä ja veden virratessa ylöspäin vähentää sitä. Jos tehokkaan jännityksen yhtälössä (70) asetetaan tehokas jännitys $\sigma' = 0$, saadaan $z \gamma' - i z \gamma_w = 0$, mistä seuraa kaava (71)

$$(71) i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Kaavan (71) esittämää suuretta i_c kutsutaan kriittilliseksi gradientiksi eli kriittilliseksi yksikköputoukseksi. Pohjavedenvirtauksen gradientin saavuttaessa arvon i_c tulee tehokas jännitys nolaksi. Kitkamaalajeilla ei tässä tilassa ole lainkaan leikkauslujuutta ja pienikin gradientin lisääntyminen tämän rajan yli aiheuttaa maa-aineksen kuohumista. Tätä ilmiötä kutsutaan hydrauliseksi murtumaksi ja se on esiintyessään tavallisesti hyvin vaarallinen, koska se saattaa kehittyä maaperän sisällä tapahtuvaksi murtumaksi.

1.85 VEDEN EROOSIO

1.851 POHJAVEDEN EROOSIO

Pohjaveden eroosio ilmenee maa-aineksen irrallisten hiukkasten liikkeenä maan huokostilassa suotopaineen vaikutuksen alaisena. Tästä johtuen eroosio on voimakkainta niillä kohdin,

missä virtauksen gradientti on suurin. Tavallisimmissa pohjavedenvirtaustapaauksissa isotrooppisessa maaperässä suurin gradientti esiintyy pohjaveden ulosvirtauspinnalla. Koska lisäksi maahiukkasten liikkumisvapaus tällä pinnalla on suurempi kuin maan sisällä, alkaa pohjaveden eroosio tavallisesti ulosvirtauskohdasta. Eroosion ja suoto-voimien aiheuttaman maa-aineksen löyhtymisen ansiosta maa-aineksen tyhjätila ulosvuotokohdassa lisääntyy ja suurin gradientti siirtyy virtausta vastaan maaperän sisään. Eroosion jatkuessa muodostuu maahan täten sisäänvirtauskohtaan päin vetäytyvä löyhtynyt käytävä, jonka läpi pohjavesi pääsee suhteellisesti paljon esteettömämmin kuin muun maa-aineksen läpi. Tällaista taaksepäin vetäytyvää eroosion muotoa kutsutaan englanninkielisessä kirjallisuudessa nimellä "piping", ja sen uskotaan olevan syynä patojen murtumiin useissa tapauksissa, joissa pato on perustettu huonosti eroosiota kestäväan maaperän varaan. Alkava putkieroosio on havaittavissa ulosvirtauskohdassa esiintyvänä kuo-huntana, jossa ulosvirtaava pohjavesi kuljettaa mukanaan hienoa maa-ainesta. Mikäli edellisessä kohdassa kuvattu hydraulinen murtuma katsotaan tapahtuneeksi silloin, kun virtauksen gradientti ylittää kriittisen gradientin arvon, jatkuu ilmiö useimmiten putki-eroosiona, mikäli maa on eroosiolle herkkää.

Eroosio saattaa aiheuttaa vaaraa rakenteille silloinkin, kun se ei esiinny yhtä selvänä kuin edellä kuvatussa tapauksessa. Luonnonluiskat ovat usein, etenkin eroosiolle herkissä maalajeissa,

tilassa, jonka vakavuus vain hyvin pienellä määrällä ylittää arvon 1. Pohjaveden ulosvirtauskohdassa tapahtuva eroosio löyhdyttää maaperää ja siten vaikuttaa tehokasta jännitystä ja leikkauslujuutta alentavasti ja saattaa tällöin olla vaarallinen luiskan vakavuudelle.

Luonnossa esiintyvien maalajien eroosioherkkyyteen vaikuttavat monet tekijät. Selvimmin havaittavia tekijöitä ovat koheesio ja maalajin raakoostumus. Maalajit, joissa esiintyy koheesiota, kestävät eroosiota yleensä paremmin kuin puhtaat kitkamaalajit. Tasarakeiset maalajit ovat yleensä herkempiä eroosiolle kuin samoista raesuuruuksista koostuvat suhteistuneet maalajit. Koheesioan maa-ainesta sitova vaikutus on helposti ymmärrettävissä ja suhteistuneiden maalajien on voitu todeta muodostavan luonnollisen suodatinkerroksen ulosvuotokohtaan ja siten pysäyttävän eroosion kehittymisen.

Taulukon 3 tarkoituksena on antaa havainnollinen kuva eri maalajien suhteellisesta sisäisen eroosioan kestävyvyydestä. Huomautettakoon, että taulukko perustuu amerikkalaiseen aineistoon ja siinä on käytetty ns. yhtenäistettyä maalajiluokitusta (AC-luokitus ks. osa I kohta 3.2).

1.852 PINTAVEDEN EROOSIO

Maanpinnalla jo vesiväylissä virtaava vesi irrottaa ja kuljettaa mukanaan maahiukkasia ja virtausnopeuden aletessa kerrosta niitä uusiin paikkoihin. Kaltevaa maanpintaa pitkin virtaava sadevesi kuljettaa irrottamiaan maarakeita maahan uurtamiaan

Taulukko 3. Eräiden maalajien suhteellinen eroosionkestävyys pohjaveden eroosiota vastaan.

Maalaji-tunnus (AC-luokitus)	Maalaji	Keskim. veden- läpäisevyys ($k \cdot 10^{-8}$ cm/s)	Suhteellinen eroosion- kestävyys
GW	Suhteistunut sora	1 000...100 000	Hyvä
GP	Lajittunut tai huonosti suht. sora	5 000...10 000 000	Hyvä tai keskinertainen
GM	Silttiä sisältävä sora	0.1...100	Hyvä tai keskinertainen
GC	Savea sisältävä sora	0.01...10	Erittäin hyvä
SW	Suhteistunut hiekka	500...50 000	Hyvä tai keskinertainen
SP	Lajittunut tai huonosti suht. hiekka	50...500 000	Huono tai erittäin huono
SM	Silttiä sisältävä hiekka	0.1...500	Keskinertainen tai huono
SC	Savea sisältävä hiekka	0.01...50	Hyvä
ML	Vähän plastinen siltti	0.01...50	Huono tai erittäin huono
CL	Vähän plastinen savi	0.01...1.0	Hyvä
OL	Liejuinen siltti	0.01...10	Keskinertainen
MH	Plastinen siltti	0.001...0.1	Keskinertainen tai hyvä
CH	Plastinen savi	0.0001...0.01	Erittäin hyvä

väyliä pitkin. Joet sekä purot irrottavat uomastaan, tulvien aikana sen ulkopuoleltakin maahiukkasia, jotka kulkevat virran mukana joko vedessä kelluen, suspendoituneina, tai pohjaa pitkin vierien, pohjakuormana. Pinta-veden kuluttava voima on verrannollinen sen energiaan, joka virtaavassa vedessä ilmenee nopeutena. Virtausnopeus vaihtelee uoman eri osissa hyvin suurissa rajoissa: virtausnopeus uoman pohjalla on usein vain puolet uoman koko poikkileikkauksen keskinopeudesta. Virtausnopeudesta puhuttaessa tarkoitetaan seuraavassa aina koko uoman keskimääräistä nopeutta. Eroosionopeus ei ole tavallisesti yksikäsitteisesti määrätty vakio edes samalle rakeelle, vaan se on käsiteltävä vyöhykkeenä, jonka rajoissa eroosiota tapahtuu olosuhteista riippuen.

Eroosionopeus on määrärajoissa riippuvainen maarakeen painosta, eli käy-

tettäessä maalle keskimääräistä tilavuuspainoa riippuvainen sen halkaisijasta. Kokemusperäisesti on eroosionopeuden havaittu olevan suoraan verrannollinen maarakeen halkaisijan neliöjuureen:

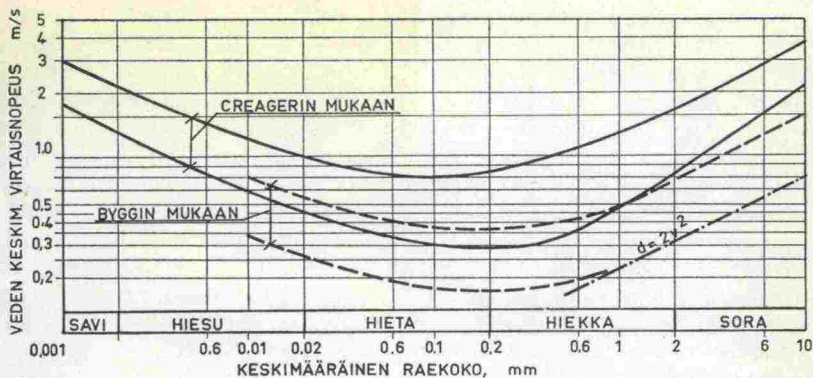
$$(72) v = c\sqrt{d}$$

- v keskimääräinen virtausnopeus
d maarakeen halkaisija
c kokemusperäinen kerroin

Jakobsonin keräämien kirjallisuustietojen mukaan voidaan tavallisissa oloissa kirjoittaa kaava (72) muotoon

$$(73) d = 2 v^2$$

Kuvassa 61 on kaavaa (73) esitetty graafisesti. Sen käyttökelpoisuus rajoittuu kuitenkin vain raeakoihin ≥ 0.5 mm, koska se ei ota huomioon koheesion vaikutusta. Kuvassa



Kuva 61:

Erosionopeuksien vyöhyke.

61 on esitetty myös käsikirjan BYGG I esittämä eroosionopeuksien vyöhyke, joka perustuu eri puolilta koottuihin tietoihin. Yleisesti ottaen näitä arvoja on kuitenkin pidettävä verrattain konservatiivisina. Samassa kuvassa on esitetty Creagerin esittämä nopeusvyöhyke, jota on menestyksellä käytetty esim. voimalaitoskanavien mitoituksessa meilläkin.

Näistä käyristä on selvästi nähtävissä sama piirre, joka tuli esille jo erilaisten maalajien pohjaveden eroo-

sion kestävyyttä tarkasteltaessa. Eroosionkestävyydeltään huonoimpia ovat suhteellisen hienorakeiset maalajit, hieno hiekka ja karkea hieta, joissa ei vielä esiinny koheesiota tai muita samankaltaisia kiinnevoimia. Raekoon suuretsa lisääntyy eroosionkestävyys täysilogaritmisessa mittakaavassa suora-
viivaisesti ja vastaavasti hienojakoisempien maalajien, savien ja hiesujen, eroosionkestävyys lisääntyy niiden koheesio-
n lisääntyessä.

1.9 Kalliomekaniikan teoria

1.91 KALLIOMEKANIikka KÄSITTEENÄ

Erillisenä teknillisenä tieteenhaarana on kalliomekaniikka (rock mechanics) uutta. Se käsittelee kiinteitä kivilajeja, kun taas maamekaniikka (soil mechanics) käsittelee luonnon irtonais-
ia maalajeja. Raja kalliomeka-

niikan ja maamekaniikan välillä mää-
rätty siten, että kiviaineksia, jotka eivät ole siirtyneet eroosion tms. joh-
dosta paikaltaan, käsittelee kalliome-
kaniikka, ja irtonaisia maalajeja maa-
mekaniikka.

Kalliomekaniikan tarkoituksena on luoda tuotantolouhinnalle ja kallio-
rakenteiden louhinnalle turvallinen ja

rationaalinen pohja. Louhintasyvytydet ja pinta-alat kasvavat jatkuvasti. Tännään on "maanalaisesta asemakavasta" puhuttava vakavasti, ennen kuin törmäämme vaikeuksiin, jotka voivat vaikuttaa kohtalokkaasti monella kunnallis- ja liikenneteknillisellä alueella. Allamme olevassa peruskalliossa on oikein suunniteltuna monessa kerroksessa riittävästi tilaa, jossa tavanomaisia arkkitehtonisia näkökohtia ei tarvitse ottaa huomioon.

Kalliomekaniikka käsittää kivilajien ja kallioperustan fysikaalisten, oikeamin teknillisten ominaisuuksien tutkimisen sekä kalliroleikkausten ja -tilojen itse kallioperään aiheuttamien sekundääristen ilmiöiden ja vaikutusten analysoinnin ja seuraamisen. Tähän problematiikkaan kuuluvat vielä ammunnan johdosta kallioperässä havaittavat ilmiöt. Yleisesti voidaan sanoa, että kalliomekaniikka käsittää seuraavat kolme sektoria:

- 1) Kivilajin teknilliset ominaisuudet, kuten lujuus, kimmoisuus ja plastisuus.
- 2) Kalliomassiivin käyttäytyminen voimien ja muutosten alaisena.
- 3) Kallion sortumaa estävät vahvistusmenetelmät.

1.911 KALLION TEKNILLISISTÄ OMINAISUUKSISTA

Kallion louhinnan tenillinen ja taloudellinen tulos on suuresti riippuvainen kallioperän kivilajien lujuudesta, kimmoisuudesta ja sitkeydestä. Kalliotilan louhiminen on kuitenkin pääosaltaan riippuvainen itse kallion lujuudesta ja se on riippuvainen rakojen, lustien ja söörien esiintymisfrek-

venssistä ja suuntauksesta. Eivät itse kivilajitkaan ole täysin isotrooppisia. Niissä on näkymättömiä heikkousalueita, ns. lohkopintoja, joita pitkin ne ovat helposti halkaistavissa. Nämä saumat ovat tavallisesti syntyneet kivilajin kanssa samanaikaisesti esim. painevaihtelujen tai kylmenemisen tai paineenalaisena tapahtuneen yksisuuntaisen kiteytymisen johdosta. Poimuuntumisen tuloksena ovat useat kivilajit muuttuneet ja heikentyneet liuskemuodostumien johdosta. Em. lohkosaumoilla on oma systeeminsä, johon yleensä liittyy kalliossa tavallisesti esiintyvä rakoisuus. Syväkivilajilla (esim. graniitti) on rakoisuus jonka ovat määränneet sen kiteytymisolosuhteet. Vuorijonopoimuuntuminen on synnyttänyt kaikissa kivilajeissa lisää rakoja. Edellä kuvatuilla raoilla on yleensä säännönmukainen systeemi, kolme toisiaan vastaan lähes 90° kulmassa olevaa joko jyrkästi pystyssä tai vinosti sijaitsevaa rakosuuntaa. Vuoripointutuksen johdosta syntyneet tektoniset raot leikkaavat usein eri kivilajeja. Ne ovat olleet joko liukupintoja tai saranoita maan kuoren liikkuessa. Näitä pintoja pitkin on usein tapahtunut myös siirroksia. Maanpinnan suuntaiset horisontaaliset pääjännitykset ovat usein painejännityksiä. Jos ne ovat eri suuruksia, syntyy taivutusjännityksiä ja edelleen kaksi toisiaan vastaan kohtisuoraa liukurakosysteemiä. Tangentiaalisen liikunnan johdosta raot ovat avautuneet ja täyttyneet hienolla kiviaineksella.

Tällaista rakoa kutsutaan lustaksi (savilusta). Jos se on paksumpi, on sen nimi sööri. Raon kiviaines on

tavallisesti kosteaa savimaista ja plastista ns. rakotäytettä, joka usein huuhtoutuu pois. Ruhjevyöhyke on kasautuma useista ristiin kulkevista sööreistä ja lustista, ja se sisältää breksiana yhtä tai useampia kivilajeja, joita sisään tunkeutunut magma on vielä voinut muuttaa. Sen sisältämän massan sisäinen kitkakulma on pieni ja rakoaines voi huuhtoutua ulos. Sulkeutuneet raot välittävät hyvin puristusjännityksiä ja kitkasta riippuen myös leikkausjännityksiä, mutta lustalla ei ole minkäänlaista leikkaukslujuutta. Jääkauden mannerjää on höylännyt suuren osan kallion aikaisemmin rapautuneesta kerroksesta, mutta kallion pintaan muodostui uusia lämmönvaihtelusta ja pakkashalkeilusta johtuneita rakoja, jotka täyttyivät lietteellä. Lapin alueella tämä on hyvin tavallista. Raot ulottuvat jopa 20...30 m syvyyteen. Laaksojen pohjat ovat usein ruhjevyöhykkeiden puhkeamia, joissa ruhjoutuma ulottuu syvälle satojen metrien syvyyteenkin.

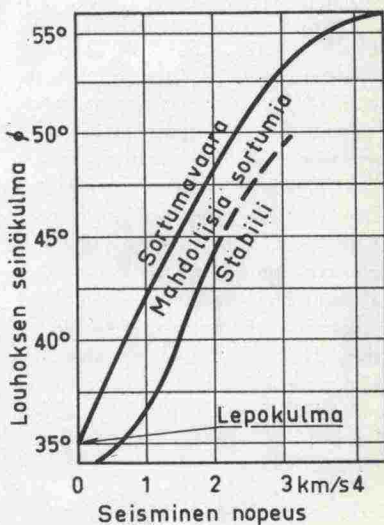
1.912 KALLIOPOHJAN ESI-TUTKIMUKSISTA

Topografinen ja geologinen kartta antaa orientoivan kuvan alueesta, johon leikkaus tai kalliotila on suunniteltu tehtäväksi. Ilmakuvista ilmenee paljaiden kallioiden rakosuuntaus ja peitteestä huolimatta tulevat pitkät siirros- tai ruhjevyöhykkeet esille. Kasvillisuuden väri mm. on toinen siinä olevan runsaamman veden johdosta.

Kun kallion pinta on irtomaan peittä tämä saadaan se määritetyksi esim. seisimisesti. Tulos on kuitenkin varmis-

tettava kairauksilla jyrkkien vaihtelujen kohdalla tiheämmin ja tasaisilla alueilla harvemmin. Seisminen tutkimus antaa kuitenkin kuvan alla olevan kallion sisäisestä kitkakulmasta ja edelleen siihen tehtävän leikkauksen rintausten stabiilista kaltevuudesta. Seismisen aallon nopeus on näihin kuluihin verrannollinen kuten ilmenee kuvasta 62. Tärkeissä ratkaisuissa on perustan tutkimusta täydennettävä timanttikairauksella, millä saadaan selville seuraavat mahdollisille vahvistuksille tärkeät seikat:

- sydänhukka
- rakoisuusluku (gefügetekijä)
- veden kulutus (on eräs rakoisuuden mitta)
- koekappaleista yksityisen kivilajin lujuusopilliset arvot.



Kuva 62:
Leikkauksen seinäkulma seismisen nopeuden funktiona.

1.913 POHJAVEDEN VAIKUTUS

Pohjavedellä on yleensä lujuutta alentava vaikutus. Louhoksen rintauskulma (Φ) on kosteassa yleensä pienempi. Lustien ja söörien rakotäytteet voivat huuhtoutua pois tunneleihin aiheuttaen liikuntoja ympäristössä ja itse tunnelissa. Jos kalliotila sijoitetaan kukkulaan ympäristössä todetun pohjaveden pinnan yläpuolelle, ei sisään virtaavasta vedestä ole haittaa, erityisesti jos vaakasuoraa rakoilusuuntaa ei esiinny. Vaakasuorat raot kallioperustassa antavat runsaasti vettä.

Pohjaveden paine kallioleikkausten ja louhosten ympärillä on poistettavissa poratuilla kalliokaivoilla tai rengastunnelilla.

1.92 KALLION LUJUUDEN MÄÄRITTÄMINEN

Probleemin ratkaisut perustuvat mekaniikan ja lujuusopin soveltamiseen. Tässä, kuten muullakin teknillistieteellisellä alalla tarvitaan tietoja itse aineesta, kalliosta. Ne ovat saatavissa erilaisten vuoriteknillisten tutkimusten avulla. Kallio on anisotrooppinen ja epähomogeeninen aine, joka sisältää rakoja, ruhjevyyhykkeitä sekä erilaisia geologisia muodostumia, joilla on erilaiset fysikaaliset ominaisuudet. Tämän vuoksi yhdellä matemaattisella analyysillä ei voida antaa kuvaa kalliosta.

1.921 KALLIO-KIVILAJI

Kallion teknillisistä arvoista puhuttaessa on välttämättä erotettava käsit-

teet *kivilaji* ja *kallio*. Kivilajista otetusta porasydämen kappaleesta, jonka halkaisija ja korkeus ovat yhtä suuret, voidaan määrittää useimmat lujuusopilliset ainevakiot, esim. sen puristuslujuus σ_p (kp/cm²). Ne ovat kaiken lisäksi kivilajeittain melko samanlaisia läpi koko Suomen. Massiivisen kallion luokitteluksi tämä ei riitä, vaan on otettava huomioon *tilavuustekijä*: mitä suurempi kuormitettu kappale on, sitä pienempi on sen lujuus. Ottamalla käyttöön rakoisuusluku (ns. *gefütetikijä* C_g) voidaan koeporatulle kallioalueelle määritellä sen lujuus kaavan (74) mukaisesti.

$$(74) \sigma_k = C_g \sigma_p$$

Tämä on holvilaskennan ja tukemistoimenpiteiden lähtökohta.

Timanttikairasydän on näyte kalliosta useine kivilajeineen ja rakoinneen. Sen avulla on selvittävää liuskeisuus ja sen suuntaus sekä yleinen rako- ja ruhjesuuntaus. Kivilajin lujuusopillisia arvoja ei tarvitse määrittää kuin epävarmoissa tapauksissa, sillä kallioperämme kivilajien lujuus riittää. Tavallisimpien kivilajiemme lujuusopilliset ominaisuudet ilmenevät taulukosta 4. Yksi tai useat näistä yhdessä antavat kuvan tarkasteltavana olevasta kalliomassiivista, mitä voidaan pitää kokoelmana eri kivilajeja. Läpimenevät raot muodostavat siinä epämääräisen kolmiulotteisen verkon tehden kalliosta vertauskuvallisesti loh-kareista yhteenmuuratun rakennelman. Mitä pienempi on rakojen keskinäinen etäisyys, sitä suurempi on rakojen merkitys kallion kestävyydelle rintaau-

Taulukko 4. Tavallisimpien kivilajien lujuusopilliset ominaisuudet.

Kivilaji	Kimmo- moduuli $E \cdot 10^{-6}$ (kp/cm ²)	Leikkaus- moduuli $G \cdot 10^{-6}$ (kp/cm ²)	Taiutus- lujuus δ_f (kp/cm ²)	Leikkaus- lujuus τ_f (kp/cm ²)	Puristus- lujuus δ_p (kp/cm ²)
Graniitti	0.67...0.73	0.22...0.30	224...390	242...471	2 570...3 540
Pegmatiitti	0.56...0.62	0.26...0.30	100...300	100...200	1 650...3 150
Leptiitti	0.35...0.96	0.18...0.40	174...477	150...437	2 680...4 254
Gneissi	0.44...0.77	0.21...0.35	168...333	174...332	2 036...3 010
Kvartsiitti	0.77	0.33	195	605	2 980
Kiilleliuske	1.00	0.34	220	280	1 300
»	—	—	0	150	1 150
Talkkisööli	1.27	0.22	382	148	410
»	—	—	0	100	230
Kloriittisööli	0.91	0.29	210	240	410
Amfiboliitti	0.96...1.20	0.37...0.47	200...600	194...568	1 360...4 905
Kalkkikivi	0.42	0.20	30...122	51	594

sisä ja tunnelien seinämissä. Esimerkki: kallion läpi tehty leikkaus seuraa jotain rakoa ja sitten poikkeaa siitä toiseen läpi kiinteän kivilajin. Tässä leikkauksessa estää liukumurtuman osaksi paineesta ja kitkasta johutuva leikkauslujuus, osaksi kyseisen kiinteän kivilajin leikkauslujuus. Jälkimmäinen kuvaa leikkauksen kohdalla ilmenevää tehokasta koheesiota. Rakoisessa kalliossa seuraa liukupinta rakoja, missä se on mahdollista. Kitka näissä on riippuvainen rakopintojen laadusta ja rakotäytteen (esim. savi, talkki, kloriitti, serpentiini) laadusta. Kallion rakosysteemi tai heikkoussauumat ovat suuntautuneet. Sen vuoksi on leikkauslujuus erilainen eri suunnissa. Se on alin pitkin heikointa heikkoustasoa eli pitkin niitä rakoja, joissa on pienin kitkakerroin. Tarkka kartoit-
tus, josta ilmenevät kaade, kulku, heikkoustatot, lustat ja ruhjevöhykkeet sekä kivilajin vaihtelut, on tar-

peen erikoisesti silloin, kun tunnelin tai hallin suuntaa ja poikkileikkausta ei enää louhinnan aikana voida muuttaa.

1.922 RAKOISUUSLUKU — GEFÜGETEKIJÄ

Koeporauksella määritellään gefügetekijä kaavan (75) mukaisesti.

$$(75) C_g = \frac{1}{2S} \left(\frac{p_0}{p_1} + \frac{K^2}{n} \right)$$

C_g gefügetekijä
 S porareian tai siitä valitun osan pituus (m)
 p_0 porasydämen läpimitan pituisten sahauskelpoisten koekappaleiden lukumäärä pituudella S (sydämen kappaleet $< \phi$ lasketaan sydänhukaksi)
 p_1 vakio (ϕ 42 mm porasydämellä se on 23.8 ja ϕ 32 mm 31.3 sekä ϕ 22 mm sydämellä 45.5) eli ihanne-

- K lajin koekappaleiden lukumäärä metriä kohti
 eri pituisten porauksessa saatujen sydänkappaleiden yhteinen pituus (m)
 n edellämainittujen sydänkappaleiden luku tarkasteluvälillä (S)

C_g — tekijän suuruus näin lasketuna vaihtelee nollasta aina 0.5:een saakka. Vaihtelu on suurempi kuin saman kivilajin murtolujuusvaihtelu. Tämä osoittaa menetelmän käytännöllisyyden kallioluokittelussa.

Käytännön sovellutuksissa on tunnettua, että hyvän lujuuden omaava kivilaji rakoisena on katsottava heikoksi kallioksi, kun taas heikommasta, mutta vähärakoisesta kivilajista muodostunut kallio on katsottava hyväksi kallioksi. Tällä tavalla saadaan: kivilajin murtolujuus ((σ_p)) kerrottuna rakoisuustekijällä $C_g =$ tarkasteltavan kallion puristuslujuus (σ_k) (kaava 74). Sitä on käytettävä puristuslujuutena kun tunnelien holvikorkeuksia lasketaan tai määritellään luiskien kaltevuutta (Φ).

1.923 KOHEESIO, SISÄINEN KITKAKULMA JA BRINKE-LUKU

Coulombin yhtälö

$$(76) \tau = c + \sigma_p \operatorname{tg} \varphi$$

τ	leikkausjännitys (kp/cm ²)
c	koheesio (kp/cm ²)
σ_p	normaalijännitys (kp/cm ²)
$\operatorname{tg} \varphi$	kitkakerroin

sanoo, että kivilajissa tapahtuu murtuma, kun leikkausjännitys ylittää kivilajin koheesion ja sen leikkaus-

lujuuden summan. Tässä on kysymys jännityksistä kallion sisällä eikä lujuuksista. Sen vuoksi kitkaa kutsutaan sisäiseksi kitkaksi ja kitkakulmaa (vertaa liukuvaa kappaletta kaltevalla pinnalla) sisäiseksi kitkakulmaksi. Sisäisen kitkakulman tarkkammääräminen ei ole onnistunut, kun sen sijaan tavallisen kitkakulman määrittäminen kaltevalla pinnalla on yksinkertainen toimenpide. Kivilajilla on sekä vetolujuutta että koheesiota. Kun piirrämme τ - σ koordinaattistossa Mohrin jännitysympyrät maksimivetolujuuden ($-\sigma_{\max}$) ja maksimipuristuslujuuden ($+\sigma_{\max}$) arvoilla havaitaan, että verhokäyrä ei olekaan yhtälön (76) mukainen suora (murto-suora), vaan se on paraabeli, jonka yhtälö Richterin mukaan on

(76 b)

$$\tau^2 = \sigma_v [(B+2) - 2\sqrt{B+1}] (\sigma_p + \sigma_v)$$

missä B on ns. Brinke-luku, joka on a.o. kivilajin puristuslujuuden ((σ_p)) ja vetolujuuden (σ_v) suhde. Tämä suhdeluku on suhteellisuusalueella kullekin kivilajille ominainen vakio. Sen avulla voidaan aproksimoida kivilajin koheesion suuruus, jos puristus- ja vetolujuudet tunnetaan. Käyttökelpoinen matemaattinen kivilajin koheesion ilmaisu on seuraava:

$$(77) c = \frac{\sigma_v \sqrt{B}}{2}$$

Jos B on alle 10, on käytettävä redusoitua Brinke-lukua (B') ja redusoitua koheesiota (c')

$$(78) B' = B + 2 - 2\sqrt{B+1}$$

$$(79) c' = \sigma_v \sqrt{B'}$$

Kalliossa olevat raot vähentävät näitä teoreettisesti laskettavissa olevia koheesio suuruuksia. Niiden vaikutus otettiin huomioon rakoisuusluvussa, kaava (76).

Sisäisen kitkakulman (φ) ja seinäkulman (Φ) välillä on yhteys, mutta sitä on vaikea matemaattisesti todistaa. Teoreettisen laskelman mukaan pitäisi ulkoisen kitkakulman (kappaaleen liukupinnan ja vaakasuoran tason välinen kulma) ja sisäisen kitkakulman (φ) olla yhtä suuret ja se voidaan silloin ilmaista kaavalla:

$$(80) \operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau}{\sigma}$$

τ on leikkausjännitys vastaten kallion leikkauslujuutta ja σ on normaalijännitys vastaten kallion puristuslujuutta.

Seinäkulman (Φ) suuruuden määrittäminen suoritetaan Brinke-luvun avulla tai esim. rakohavainnoilla. Kuva 80 esittää seinän jännitysoptilista mallia.

Edellä mainittiin, että sisäisen kitkakulman (φ) määrittäminen on vaikeata. Yksinkertaistetusti voidaan se ilmaista Brinke-luvun (B) avulla tarkoituksella saada määriteltyä seinäkulma (Φ)

$$(81) \operatorname{tg} \varphi = \frac{B-1}{2\sqrt{B}}$$

$$\text{ja redusoitu } \operatorname{tg} \varphi' = \frac{\sqrt{B'}}{2}$$

Jos esim. kivilajin $\sigma_v = 200 \text{ kp/cm}^2$ ja $\sigma_p = 3\,000 \text{ kp/cm}^2$, on $c = 387 \text{ kp/cm}^2$ ja $c' = 600 \text{ kp/cm}^2$ sekä $\varphi = 61^\circ$ ja $\varphi' = 56^\circ$. Näistä kulmista

valitaan sopiva lounoksen seinäkulma (Φ).

1.93 KALLIOSSA ILMENEVÄT JÄNNITYSTILAT

1.931 PRIMÄÄRISET JÄNNITYKSET

Kalliossa, jonka tilavuuspaino on $\gamma (\text{t/m}^3)$ on syvyydellä h (metriä) vertikaalipaine (σ_1)

$$(82) \sigma_1 = \gamma h \text{ (Mp/m}^2\text{) eli } 0.1 \gamma h \text{ (kp/cm}^2\text{)}$$

Edellyttäen, ettei tektonisia sivuvetoja ilmene ja että kiviaines on kimmoisessa tilassa, tulevat sivujännitykset (σ_2 ja σ_3) olemaan (x ja y suunnissa)

$$(83) \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\sigma_1}{m-1}$$

m = venymän ja supistuman suhde (Poissonin luvun ν inverssiarvo:

$$0 < \nu < \frac{1}{2}); \text{ tavallisille kivilajeille on}$$

m -arvo välillä $4 \dots 12$. Maan kuoren keskiarvo $m = 3.7$, nesteen $m = 2$, rautamalmin $m = 6$ ja gneissigraniitin $m = 12$.

m -arvolla 4 tulisi sivupaine olemaan 33% vaikuttavasta hydrostaattiseen paineeseen verrattavasta paineesta. Useiden in situ-vuoripainemittausten perusteella voidaan todeta, että meidän kallioperässämme vaikuttaa melkoinen vaakasuora veto (tähän on syynä mm. maan kuoren kohoaminen). Hastin mittausten mukaan on sivuvetojen summa ($\approx \sigma_2 + \sigma_3$)

$$(84) \sigma_2 + \sigma_3 = 160 + 0.9 h (\text{kp/cm}^2)$$

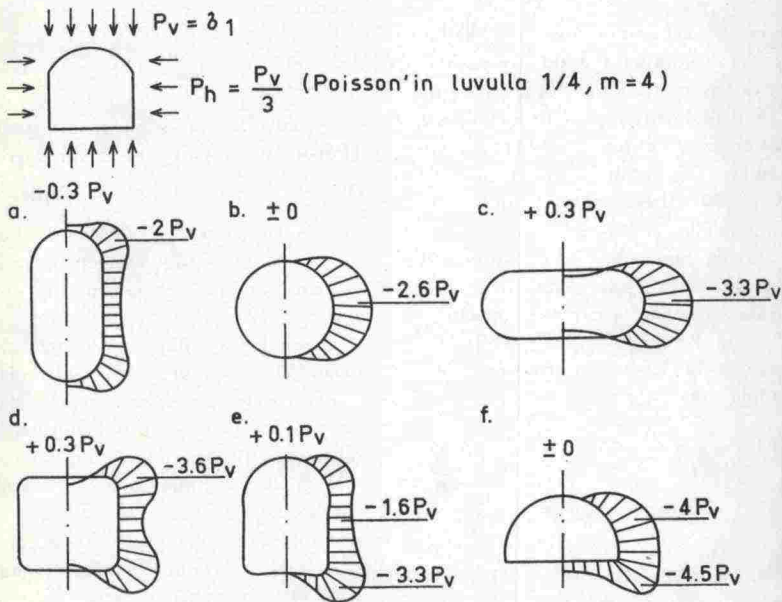
Tästä on havaittu tosin suuria poikkeamia. Suurimman ja pienimmän vedon keskinäinen suhde vaihtelee välillä $3 \dots 1.3$, leikkausjännitys saa suurimman arvonsa (τ_{maks}), kun leikkaus on 45° kulmassa pääjännityksen suhteen (kaava 85).

$$(85) \tau_{\text{maks}} = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} \text{ (kp/cm}^2\text{)}$$

Jos esim. $\sigma_2/\sigma_3 = 2$, on 100 m syvyydellä $\sigma_2 = 167$ ja $\sigma_3 = 83$ sekä $\tau_{\text{maks}} = 42 \text{ kp/cm}^2$, kun taas vertikaalipaine $\sigma_1 \sim 0.1 \cdot 2.7 \cdot 100 = 27 \text{ kp/cm}^2$.

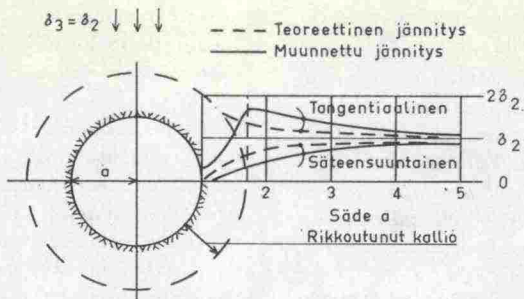
1.932 SEKUNDÄÄRINEN JÄNNITYSTILA

Kuvasta 63 ilmenee, kuinka jännitysten uudelleen kasautuminen tapahtuu, kun kallioon on louhittu eri tavoin erilaisia tunneleita. Kiinnitämme huomion erityisesti tangentiaalisiin jännityksiin sekä kulmien jännityksiin. Havaitaan, että (kuvat 63 a, b, c) vetojännitys katossa lisääntyy samassa suhteessa kuin leveyden ja korkeuden suhde kasvaa. Kuvat 63 b, f, c ja d esittävät katon vetojännitysten lisääntyvän samassa suhteessa kuin tunnelin katto tulee tasai-



Kuva 63:

Jännitysten jakautuminen kallioon louhittujen eri muotoisten tilojen ympärillä.



Kuva 64:

Tangentin ja säteen suuntaisen jännityksen jakautuminen kuilun ympärillä.

semmaksiksi. Kuvat 63 d, e ja f ilmaisevat terävien kulmien aiheuttaman jännityskonsentraation. Asiaa tutkitaan myös jännitysoptillisia avaruusmalleilla.

Kuivatus, rakojen huuhtonta ja jäätymisen voivat aiheuttaa sortumia myöhemmin, joten kattojen tarkastus on tarpeellinen, vaikka kallio olisikin ollut ammunnan jälkeen kilisevän kova. Ammunnan yhteydessä rikkoutuu osa tunnelin seinien ulkopuolista kalliota, joka voi olla jopa 1...2 m paksu ruhjevyöhyke. Tämä ei plastiisuutensa takia voi välittää jännityksiä. Tangentiaalisen ja säteen suuntaisen jännityksen jakautuminen pyöreän syvän kuilun ympärillä ilmenee kuvasta 64, kun $\sigma_2 = \sigma_3$. Kuva esittää teoreettiset jännitysjakautumat, jos rikkoutunutta kerrosta ei ole, sekä käytännön jakautuman, kun rikkoutunut kerros on tilan ympärillä. Jos kallio ei pysty voittamaan uutta jännitystilaa louhinnan jälkeen, alkavat seinät hilseillä, naksahdella ja ilmenee jopa räiskekiveä. Rakoisessa kalliossa irtautuu katosta lohkarkeitä ja tätä

jatkuu, kunnes tasapainotilaa vastaava korkeampi holvi on saavutettu. Väli-tön ammunnan jälkeen tapahtuva rus-naus ja komuavien lohkarkeitä irti vääntäminen estää onnettomuuksia tällaisessa tapauksessa.

Edellä mainittu ja vastaavat muut liikunnat aiheuttavat kalliossa naksahduksia, ns. mikroseismejä. Ne havaitaan sitä varten tehdyillä yksinkertaisilla laitteilla. Jos niiden luku aikayksikössä on vähenemässä, on kallio stabilisoitumassa. Jos naksahdusten frekvenssi nousee, on odotettavissa sortumia. Mikroseismien seuraaminen on suositeltava vuoriteknilinen kontrollitoimenpide.

1.94 KALLIOVAHVISTUKSEN TEORIA

1.941 PERIAATE

Jos kalliotilan vahvistus on suunniteltu tehtäväksi, on se tehtävä mahdollisimman nopeasti, koska se silloin on yksinkertaisempaa ja halvempaa. Kallio on saatava itse mukaan

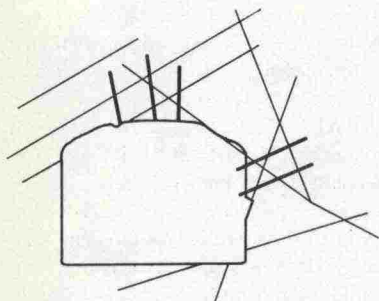
yhtenä vahvistuselementtinä seuraavalla periaatteella:

Suojauksen ja vahvistamisen tarkoituksena on saavuttaa pysyvä olotila, missä ympäröivään kallioon vahvistuksella sidottu kalliotila seuraa elastisesti siinä tapahtuvia liikuntoja ja välittää jännitykset, eli autetaan kalliota kantamaan kuormansa.

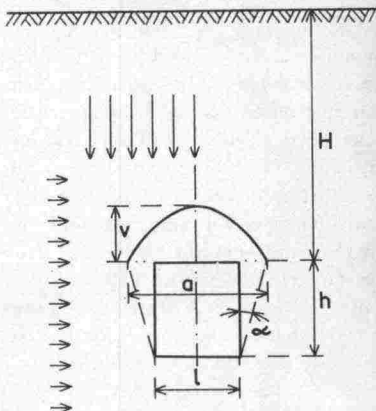
Paikallisista olosuhteista riippuu, mikä seuraavista vahvistustavoista on

tarkoituksenmukaisin: kalliopulttaus, valettu betoniholvi, ruiskubetoniholvi ilman tai yhdessä kalliopulttien kanssa.

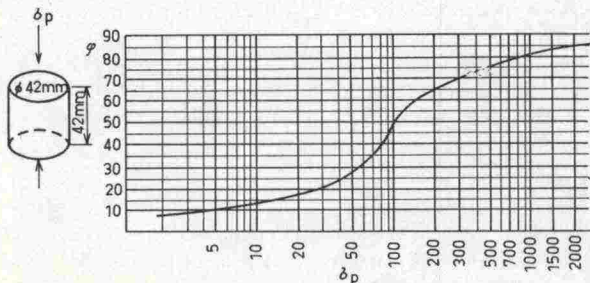
Halvin tukeminen on sen välttäminen suunnittelemalla tila itsekantavaksi, jota vain suuren rakoisuuden johdosta tarvitsee ruiskubetonoida irtokivien paikallaan pitämiseksi tai johon tarvitaan vain muutamia pultteja oikeaan paikkaan, kuten kuva 65 esittää.



Kuva 65:
Pulttien sijoitus rakojen mukaan.



Kuva 66:
Luonnollinen holvautuminen, kun valitseva paine on pystysuora.



Kuva 67:
Sisäinen kitkakulma (φ) puristuslujuuden (σ_p) funktiona.

1.942 KALLIOHOLVIN
PARAMETRIT

Luonnollisen holvin parametrit ovat
(kuva 66):

- tunnelin tai tilan jänniväli (a)
- „ „ „ holvikorkeus (v)

Mitä alhaisempi kallion lujuus on, sitä korkeampi on holvi ja päinvas-
toin. Kallion lujuus on karkeasti
ottaen verrannollinen sisäiseen kitka-
kulmaan. Jos $\varphi = 0^\circ$, on $v = \infty$ ja
jos $\varphi = 90^\circ$, on $v = 0$. Luonnossa
tapaukset ovat näiden rajojen välillä.
Holvin parametrit ovat määriteltä-
vissä seuraavassa esitettävillä koke-
musperäisillä kaavoilla (Kvapil 1964).
Käytetyt merkinnät ilmenevät ku-
vasta 66.

(86) $\alpha = 45^\circ + \Psi - \frac{\varphi}{2}$

Ψ on syvyydestä johtuva kulman φ
korjaustekijä

(87) $\Psi = 3.3 \frac{\gamma H}{\sigma_p} \cdot \cot \varphi$

- γ kallion tilavuuspaino
(t/m³)
- σ_p kallion keskimääräinen
puristuslujuus määriteltynä
kansainvälisellä tavalla pu-
ristamalla porasydänpap-
pale, jonka korkeus on
yhtä suuri kuin halkaisija
(tavallisesti $\varnothing 42 \text{ mm} \times$
 42 mm). Sisäinen kitka-
kulma φ luetaan kuvan 67
diagrammista.

Jänneväli (a) ja holvikorkeus
(v) saadaan kaavoista (88) ja (89).

(88 a)
 $a = 2h \operatorname{tg} \left(45^\circ + \Psi - \frac{\varphi}{2} \right) + 1$

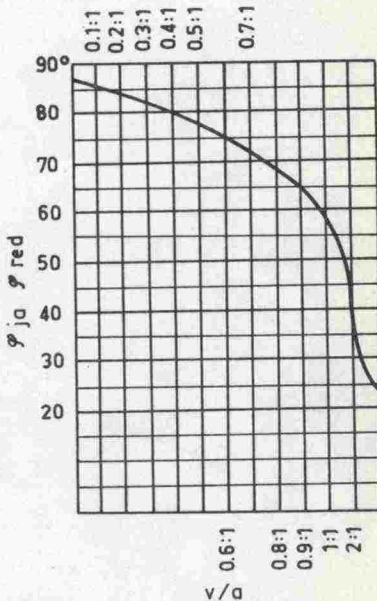
(88 b) $a = 2h \operatorname{tg} \alpha + 1$

(89) $v = a \frac{4 \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$
kun $l:h \leq 1$ ja $\varphi \geq 45^\circ$

Leveäjännevälän tapauksessa ($l:h$
 > 1) käytetään redusoitua kulmaa
(φ_{red}).

(90) $\varphi_{red} = \varphi - 2\Psi$

Korjaus (Ψ) on laskettu kaavan
(87) mukaan. Kuvasta 68 luetaan
holvin korkeuden ja jännivälän suh-
teen ($v:a$) riippuvuus vallitsevasta
sisäisestä kitkakulmasta.



Kuva 68:
Holvikorkeuden suhde jänneväliin si-
säisen kitkakulman (φ) funktiona.

Holvin leikkauksen teoreettinen muoto on paraabeli, mikä ilmenee kuvasta 69. Siinä on kuvattu puoli-holvia. Toista puolta vastaa voima P_0 . Momenttitasapaino pisteessä B antaa yhtälön

$$M = P_0 \cdot y - px \cdot \frac{x}{2}; \text{ ja kun } M = 0 \\ \text{saadaan} \\ x^2 = \frac{2 P_0}{P} \cdot y; \text{ mikä on paraabelin} \\ \text{yhtälö.}$$

Tasapaino pisteessä A ilmaistaan edellisen mukaan

$$(91) P_0 v_1 - p \frac{a_1^2}{2} = 0$$

Voima P_0 on horisontaalivoiman kanssa tasapainossa. Tästä saadaan

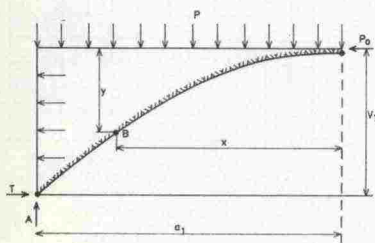
$$(92) \sigma_3 = \lambda_0 \sigma_1 = \lambda_0 p$$

λ_0 sivupainekerroin

$$(\lambda_0 = \frac{1}{m-1})$$

m Poissonin luvun käänteisarvo (vrt. kaava 83).

Edelleen on reaktivoiman horisontaalikomponentti suhteellinen voimaan pa_1



Kuva 69:
Holvilleikkauksen määrätyn pisteen momenttitasapaino.

$$(93) T = \lambda_0 p a_1$$

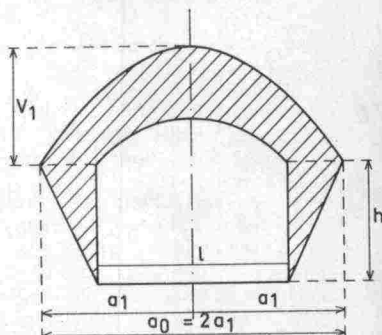
Kun holvi on stabiili, on $P_0 \leq T$. Tämän erotuksen pitää tasapainossa horisontaalivoima $\sigma'_3 v_1$ eli

$$(94) T - P_0 = \sigma'_3 v_1$$

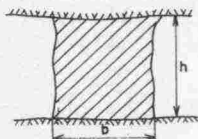
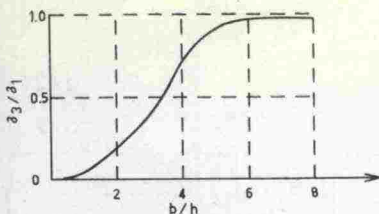
Tehokkaan horisontaalijännityksen (σ'_3) suuruudeksi tulee edellisistä kaavoista, kun P_0 ratkaistaan pois

$$(95) \sigma'_3 = \frac{\lambda_0 p a_1}{v_1} - \frac{p a_1^2}{2 v_1^2}$$

Tämä ilmoittaa holvin aiheuttaman jännityksen sivussa olevaan kallioon. Kuvasta 70 ilmenee, miten ammunnan johdosta sekä päävetojen osittain plastiseen tilaan saattama kallio on levinnyt louhitun tilan ympärille. Se on analoginen kuvan 66 kanssa. Parametrien suuruus on riippuvainen paitsi kallion teknillisistä ominaisuuksista myös, kuten edellä jo on tullut ilmi, sisäisestä kitkakulmasta φ . Kaavan 89 mukaan laskettaessa itse tilan holvikorkeutta (V_1) otetaan kertomaksi 1.1, kun käytetään tilan leveyttä 1 sekä käytetään redusoitua kitkakulmaa $\varphi_{red} = \varphi - 2\Psi$.

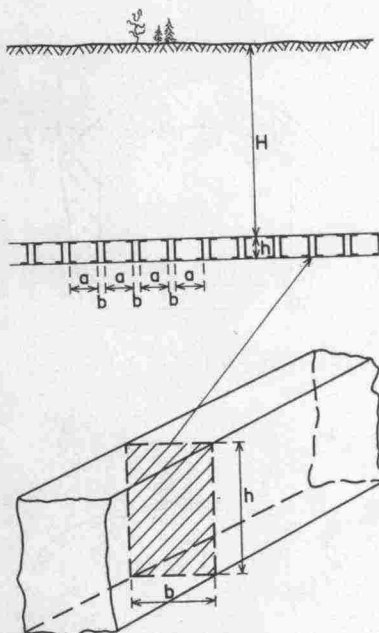


Kuva 70:
Osittain plastinen tila tunnelin leikkauksen ympärillä.



Kuva 71:

Suhde $\sigma_1: \sigma_3$ pilarin paksuuden ja korkeuden suhteen ($b:h$) funktiona.



Kuva 72:

Palkin muotoinen pilari.

1.943 PILARIEN MITOITTA-MINEN

Jännitysten jakautuminen on riippuvainen ennen kaikkea pilarin paksuudesta b ja korkeudesta h . Kuva 71 esittää pilarissa ilmenevien pääjännitysten suhdetta verrattuna pilarin leveyden ja korkeuden suhteeseen. Käytännössä pilari mitoitetaan vertikaalijännityksen mukaisesti. Kuvan 72 mukaisen palkin muotoisen pilarin paksuus on seuraava

$$(96) \quad b = l / \left(\frac{\sigma_p}{F\gamma H} - \frac{h}{H} - 1 \right)$$

Kuvan 73 mukaisen pilarin paksuus lasketaan seuraavan approksimoitun kaavan mukaan

$$(97) \quad b = l / \sqrt{\left(\frac{\sigma_p}{F\gamma H} - \frac{h}{H} - 1 \right)}$$

H syvyys maan pinnasta (m)

h pilarin korkaus (m)

l louhittujen tilojen leveys (m)

γ kallion tilavuuspaino (t/m^3)

σ_p pilarissa olevan kallion puristuslujuus (Mp/m^2)

F varmuuskerroin, jonka arvoksi pilaria laskettaessa otetaan $F = 3$.

1.95 KALLIOVAHVISTUKSEN LASKEMINEN

Edellä esitettyjen vetojen ja paineiden lisäksi on vahvistuksen laskennassa otettava huomioon rakosuuden vaihtelu ja ammunnan johdosta särkyneen vyöhykkeen suuruus. Kuvan 63 ja kaavan (92) mukaan on tunnelin leikkauspinnassa jännitys =

0, jos $\sigma_3 = 0.33 \sigma_1$ edellyttäen, että aineen luku $m = 4$. Kuvan 74 esittämässä tapauksessa katon viivoitetun alueen kallioon voi kohdistua vetoja tehden sen epävarmaksi. Sen paino Q on paraabelisegmenttien pinta-alaerotuksen mukaan n -metrin pituudella

$$(98) \quad Q = \frac{2}{3} (a_1 v_1 - l f) \gamma n$$

Jos louhitun holvin nuolikorkeus (f) on niin suuri, että se ylittää paraabeliholvin, on tukeminen tehtävä vain ammunnan johdosta rikkoutuneelle holvivyöhykkeelle. Tässä mainitut kuormitukset pätevät kovalle ja vähärakoiselle kalliolle. Karkealohkareiselle kalliolle on kuormituksia lisättävä 20...50 % ja pienilohkareiselle 50...100 %. Voimakkaammin rikkoutuneissa kivissä tulee kuormitus vieläkin suuremmaksi (varmuuskerroin $F = 3$ kaavoissa 96 ja 97).

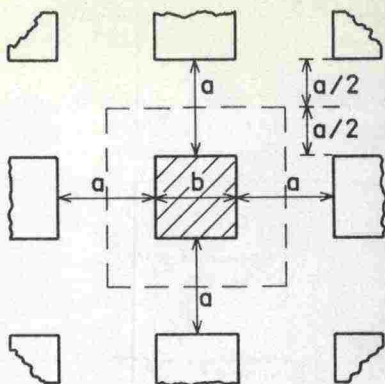
1.951 BETONIHOLVI

Tässä tarvittava kantava betoniholvi on pakko-ohjattu. Sen vuoksi se mitoitetaan vain normaalivoimalle (P_0) (kuva 75).

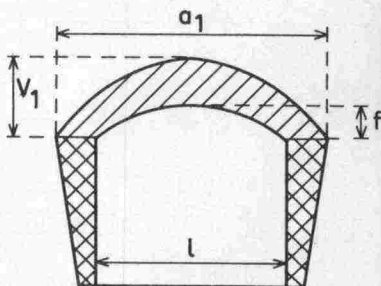
$$(99) \quad P_0 \cdot f = \frac{Q}{2} \frac{l}{4} \quad P_0 = \frac{Q}{8} \frac{l}{f}$$

P_0 voima tunnelimetrille
 Q paino tunnelimetrille
 l tunnettu leveys
 f tunnelin nuolikorkeus

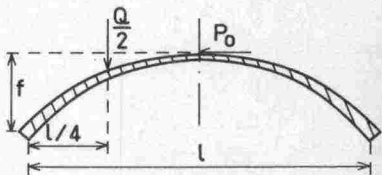
Ruiskubetonoinnilla saadaan useimmiten täysin riittävä vahvistus ilman



Kuva 73:
Ruutupilari.



Kuva 74:
Tuettava alue tunnelin ympärillä.



Kuva 75:
Betoniholvin mitoittaminen.

raudoitustakin. Sen puristuslujuus nousee helposti arvoon 500 kp/cm² ja tarvittaessa jopa 700 kp/cm². Veto-
lujuus on 15...30 kp/cm², taivutus-
lujuus 50...100 kp/cm² sekä tar-
tunta- ja leikkauslujuudet 10...
30 kp/cm².

Menetelmä on lisäksi sen vuoksi erinomainen, että vahvistus on mahdollista tehdä lopulliseksi välittömästi ammunnan jälkeen.

1.952 SEINÄT

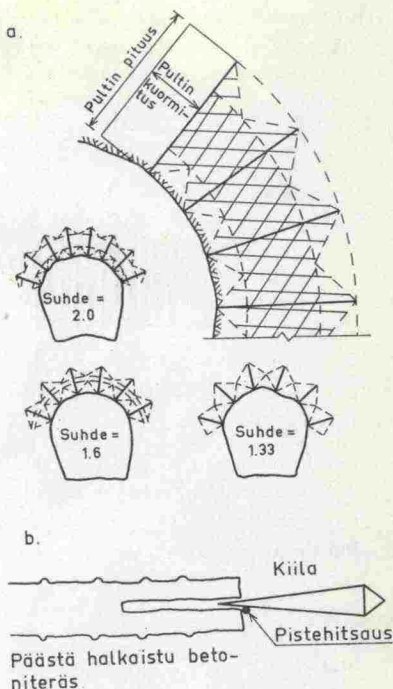
Kuvan 74 esittämän, molemmin puolin tunnelin seinää olevan ruudutetun alueen voidaan olettaa kannattavan viivoitettua holviosaa silloin, kun seinät ovat stabiileja. Yläosan reunassa on jännitys silloin

$$\frac{Q}{a_1 - l} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Seinän rikkoutunut kallio käyttäytyy kuten rakeinen massa, jolla on oma sisäinen kitkakulma φ . Tällaiseen massaan täytyy vaikuttaa sivupuristus, jotta se voisi ottaa vastaan kuormitusta. Puristus saadaan aikaan sivupinnan pulttauksella. Jos esim. $\varphi = 50^\circ$, on sivuveto $0.13\sigma_1$ ja jos $\varphi = 60^\circ$, on sivuveto $0.07\sigma_1$ (vakio $m = 4$).

1.953 KALLIOKATON PULTTAUS

Esijännittämättömiin pultteihin ei heti saa luottaa! Betonoidut pultitkaan eivät aikaansaa tarvittavaa reaktiivoimaa ennenkuin kalliassa on tapahtunut teräksen venymää vastaava liike. Esim. 25 mm pulttiin



Kuva 76:

Esijännitetyn kalliopultin puristusalue tunnelin ympärillä ja pultin pituuden (tav. 2.4 m) suhde pulttivälin sekä esimerkki esijännitettävän ja juotettavan kiilapultin päästä.

aikaansaa jännityksen 2 000 kp/cm² vasta 0.2 mm suuruisen raon muodostuminen! Periaatetta "Kalliomekaanisesti oikea vahvistus aikaansaa pysyvän vastavoiman, jotta ympäristönkalliassa tapahtuvat muutokset olisivat elastisia" noudatetaan, kun pulttaus suoritetaan kuvan 76 esittämällä tavalla heti louhinnan jälkeen, jolloin ei ennäätä tapahtua sanottavaa heikkenemistä kallion luonnollisissa sidoksissa. Heikossa kalliassa on

syötä käyttää pikasementtiä esijännitettyjä pultteja betonoitaessa. Kuvan 76 esittämän puristusvyöhykkeen kannattama puristus lasketaan kaavasta (100).

$$(100) \sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

σ_3 kallion jännitys kohtisuoraan pultteja vastaan

σ_1 pulttien suuntainen ja niiden aikaansaama jännitys kalliassa

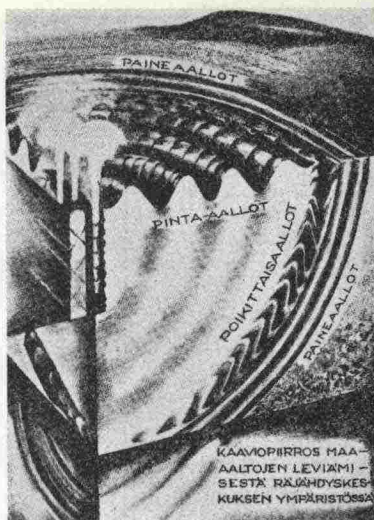
φ kallion sisäinen kitkakulma

Seuraavia ohjeita suositellaan pultatulle holville:

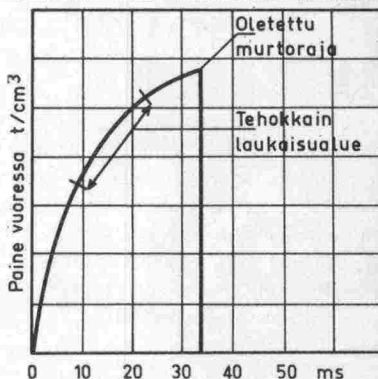
- 1) Pultin pituuden ja niiden keskinäisen etäisyyden suhteen on oltava vähintään 2.
- 2) Pulttipituuden on oltava 3 kertaa lohkaraiden paksuus (syvyys). Normaalille graniitille tarkoittaa tämä vähintään 2.4 m pulttipituutta.
- 3) Riittävän paksun kannattavan kerroksen aikaansaamiseksi on pulttien oltava pitempiä leveämpien kalliotilojen katossa kuin kapeampien (vertaa kuvia 74, 70 ja 66).
- 4) Pulttien etäisyys ja läpimitta valitaan niin, että saadaan kantavalle kerrokselle tarvittava puristus.

1.96 MUUT KALLION VAHVISTAMISPERIAATTEET

- 1) Esi-injektoinilla "liimataan" huuhtelun jälkeen lohkaraidet yhteen sillä alueella, jonne pato, leikkaus tai kalliotila myöhemmin tehdään.



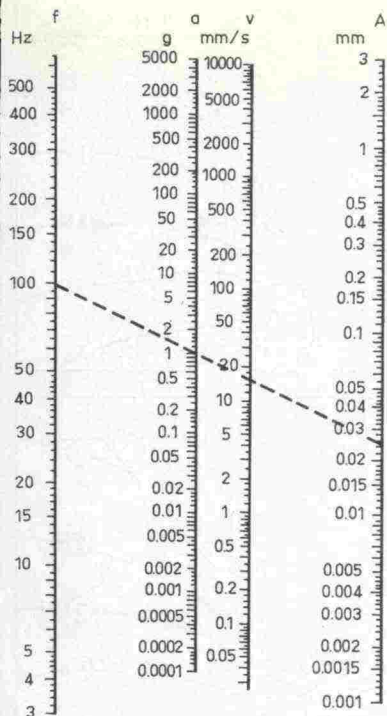
Kuva 77:
Seismissen aallojen leviäminen kalliassa.



Kuva 78:
Räjähdyksen aiheuttama paine vuorossa ajan funktiona.

Tällä pienennetään rakoisuusluvun eli gefügetekijän vaikutusta.

- 2) Pajojen ryhjevöhykkeiden ja niiden yhteydessä olevien kavitaa-



Kuva 79:
Nomogrammi heilabduksenopeuden määrittämiseksi taajuuden ja laajuuden avulla.

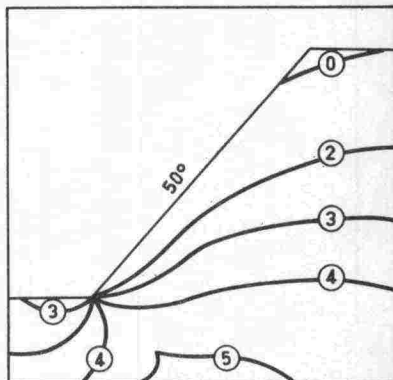
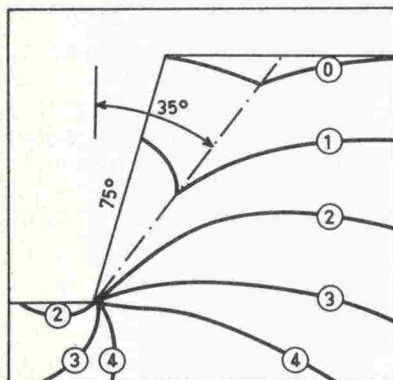
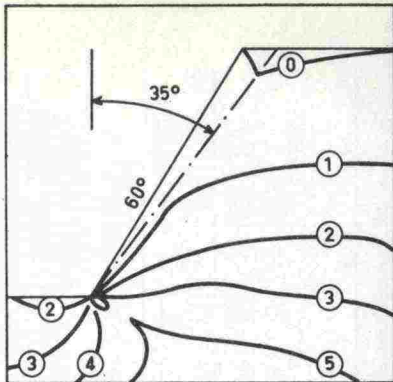
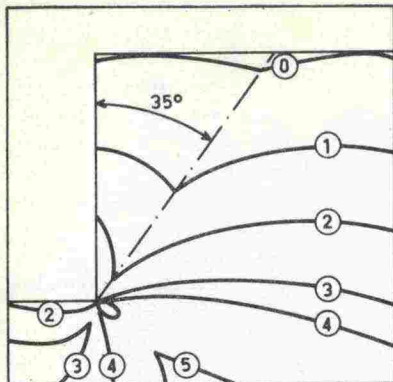
tioiden täyttämiseksi voidaan suorittaa pumppausvalua ja vielä ampua kavitaatiot "säätökiveä" täyteen. Toiminta on analoginen prepakt-valun kanssa.

- 3) Ohuiden kattojen alla voidaan suorittaa etukäteispuluttausta ensin louhitusta pienemmästä tilasta käsin.
- 4) Ammunnan ja rei'ityksen säännöstely vähentää leikkauksen ja tilan ympärille syntyvän ruhjou-

tuneen vyöhykkeen paksuutta. Esirakoammunta- ja siloammunta-menettimillä pääosiltaan estetään rakoisuuden leviäminen leikkauksen ulkopuolelle. Reikien pitää olla lähellä toisiaan (30...60 cm) ja ennen kaikkea panoksen on jakauduttava tasaisesti läpi koko reiän suuruudeltaan 90...170 g/reikämetri. Porauksen tarkkuuden on oltava pohjassa mitattuna: poikkeama $< 0.25 \times$ reikäväli.

1.97 SEISMINEN VALVONTA

Varsinaisten ammustojen yhteydessä leviää kalliioympäristöön seismisiä värähtelyjä, joilla on kalliota heikentävä vaikutuksensa. Kuva 77 esittää kuvaannollisesti tätä ilmiötä ja kuva 78 jännityksen nousua ja välitöntä laskua, kun rikkoutuminen on tapahtunut osoittaen samalla seuraavan panoksen otollisimman laukeamishetken. Yksityisen panoksen aiheuttama, käytännön kokemusten perusteella painon ja etäisyyden mukaan määritetty vaikutus ilmenee taulukosta 5. Siinä mainitujen vahinkotasojen suhtautuminen seismisen aaltoliikkeen etenemisnopeuteen c (m/s) ja värähtelynnopeuteen v (mm/s) ilmenee taulukosta 6. Tämä kaikki perustuu harmonisen värähtelyn teoriaan. Sen käyttökelpoisuus on osoittautunut luotettavaksi. Tavanomaisilla seismografeilla (Cambridge, Baile, Tellus) voidaan mitata värähtelyn taajuus ja laajuus sekä myös etenemisnopeus (c), jolloin pääsemme vahinkotason määrittelevään lukuun v/c . Kaavakokoelma on seuraava:



Kuva 80:
Jännityksen jakautuminen leikkauksessa eri seinäkulmien tapauksissa kun $\alpha = 55^\circ$.

$$(101) v = 2\pi fA$$

$$a = 4\pi^2 f^2 A$$

v värähtelyn nopeus (mm/s)

f taajuus (Hz)

A laajuus (mm)

a kiihtyvyys (mm/s²) tai
10⁻⁴ g (g = 10 m/s²)

Kuvan 79 nomogrammita ilmenevät nämä arvot suoraan.

Edellä esitettyyn perustuu lyhyt hidasteammunta ja seisminen kontrolli. Suuri panos voidaan jakaa

useiksi pieniksi panoksiksi, jotka laukeavat 10...40 millisek. (= 0.001 s) intervallein eivätkä siten aiheuta ympäristöön enempää vaaraa kuin mitä taulukoista 5 ja 6 voidaan lukea. Asutuskeskuksissa on suositeltavaa, että seismistä kontrollia ylläpidetään, koska vahinkotason muuttumiseen vaikuttavat etenemisnopeus c (m/s) ja taajuus f (Hz) voivat saada alueellisesti yleisistä poikkeavia arvoja.

Taulukko 5. Sallitut latausmäärät eri värähdysnopeuksilla.

		Värähdysnopeus $v = 2\pi fA$ (mm/sek) ($f \sim 100$ Hz)						
		30	50	70	110	160	230	
Etäisyys	Latausmäärä (kg) (momentaaninen)							
(m)	Vahinko- taso	0.007	0.015	0.03	0.06	0.12	0.24	0.48
0.5					0.02	0.40	0.08	0.16
1		0.007	0.015	0.03	0.06	0.12	0.24	0.48
2		0.025	0.05	0.09	0.2	0.4	0.7	1.4
3		0.040	0.08	0.16	0.33	0.65	1.3	2.6
4		0.06	0.12	0.25	0.5	1.0	2.0	4.0
5		0.09	0.10	0.36	0.73	1.4	2.8	5.6
6		0.12	0.23	0.47	0.95	1.9	3.8	7.2
7		0.14	0.27	0.57	1.15	2.3	4.6	9.2
8		0.18	0.36	0.72	1.45	2.9	5.8	11.6
9		0.2	0.42	0.85	1.70	3.4	6.8	13.6
10		0.25	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0	16
12		0.3	0.6	1.3	2.5	5.2	10.5	21
14		0.4	0.8	1.6	3.2	6.4	13.0	26
16		0.5	1.0	2.0	3.9	7.8	15.5	31
18		0.6	1.2	2.4	4.7	9.4	19	38
20		0.7	1.4	2.8	5.6	11	22	44
25		1.0	2.0	4.0	8.0	16	32	64
30		1.3	2.6	5.2	10.4	21	42	84
35		1.6	3.2	6.5	13	26	52	104
40		2.0	4.0	8.0	16	32	64	128
45		2.4	4.8	9.5	19	38	76	152
50		2.8	5.5	11	22	44	88	176
55		3.3	6.5	13	26	52	104	208
60		3.8	7.5	15	30	60	120	240
65		4.3	8.5	17	34	64	128	256
70		4.8	9.5	19	38	76	152	304
75		5.3	10.5	21	42	84	168	336
80		5.8	11.5	23	46	92	184	368
85		6.4	12.8	25.5	51	102	204	408
90		7.0	14.0	28	56	112	224	448
95		7.6	15.2	30.5	61	122	244	488
100		8.5	16.5	33	66	130	260	520
110		9.3	18.5	37	74	148	296	592
120		10.5	21.0	42	84	168	336	672
130		11.7	23.5	47	94	188	376	752
140		13.2	26.3	52.5	105	210	420	840
150		14.5	29.0	58	116	232	464	928
160		16.0	32.0	64	128	256	512	1 024
170		17.5	35.0	70	140	280	560	1 120
180		19.0	38.3	76.5	153	306	612	1 224
190		20.7	41.5	83	166	332	664	1 328
200		22.5	45.0	90	180	360	720	1 440

Taulukko 6. Vahinkotasojen subde seismiseen nopeuteen (c) ja värähtelynopeuteen (v).

c	1 000—1 500 (m/s)	2 000—3 000 (m/s)	4 000—6 000 (m/s)	Havainnot	Taso
v (mm/s)	18	35	70	Ei havaittavia rakoja	0.03
	30	55	110	Hienoja rakoja ja rappauksen putoamista	0.06
	40	80	160	Rakojen ilmenee	0.12
	60	115	230	Vaikeita rakoja	0.25

1 000 ... 1 500 m/s pohjaveden alla olevassa hiekassa ja savessa,
 2 000 ... 3 000 m/s moreenissa ja pehmeissä liuskeissa (meillä ei niitä yleensä ole),
 4 000 ... 6 000 m/s meikäläisissä kivissä.

Vahinkotasot	v (mm/s)	v/c	Selitys havainnoista
0,03	70 mm/s	$23 \cdot 10^{-6}$	Ei havaittu rakoja
0,06	110 »	$37 \cdot 10^{-6}$	Hienoja rakoja, mahd. rappaus putoaa
0,12	160 »	$53 \cdot 10^{-6}$	Rakomuodostumia
0,5	230 »	$76 \cdot 10^{-6}$	Voimakkaita rakoja

Kun aaltoliikkeen nopeus c joko tiedetään tai mitataan, saadaan määritellyksi arvo v/c, joka kuvaa leikkausjännitystä, mikä tämän värähtelyn yhteydessä kohdistuu värähtelevään perustaan.

Viimeisten viidentoista vuoden aikana suoritettujen mittauksien ansios-
 ta on perustellusti voitu yksinkertaistaa tulkintaa huomattavasti. Tämä perustuu seuraaviin havaintoihin, jotka täällä kovalla kalliokamaralla voidaan yleistää:

- vain vertikaalikomponenttia tarvitsee seurata
- seisminen nopeus on yli 3 000 m/s
 graniitissa yleensä yli 4 000 m/s

— värähdysluku graniiteissa ja gneisseissä on noin 100 Hz ja kalkkikivissä 40 ... 100 Hz.

- Lukua 1 koskevaa kirjallisuutta
- Bishop, A. The Use of Slip Circle in the Stability Analysis. *Geotechnique* 5. 1954: 1.
- Bishop, A. ja N. Morgenstern. Stability Coefficients for Earth Slopes. *Geotechnique* 10. 1960: 4.
- Brinch Hansen, J. *Jordtryk*. Svenska Teknologföreningen, 1966.
- Chauveteau, G. ja Cl. Thirriot. Régimes d'écoulement en milieu poreux et limite de la loi de Darcy, *La Houille Blanche* 1966: 2.
- Dudgeon, C. R. An experimental study of the flow of water through coarse granular media, *La Houille Blanche* 1966: 7.
- Harr, M. E. *Groundwater and seepage*. McGraw-Hill Book Company Inc., New York 1962.
- Hailikari, T. Uusi sylinteriliukupinta-teoriaan perustuva menetelmä tiepenkereen vakavuuden tutkimiseksi ja vastapenkereiden mitoittamiseksi heikosti kantavalla maaperällä. *Rakennusinsinööri* 1960: 4.
- Hansagi, I. *Praktisk bergmekanik och bergförstärkning*. Almqvist & Wiksell, Stockholm 1966.
- IVA Bergmekanikkommittén, Diskussionsmöte den 3 mars 1967.
- Janbu, N., L. Bjerrum ja B. Kjærnsli. *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgraver*. Norges Geotekniske Institutt. Publikasjon Nr: 16. Oslo 1964.
- Kézdi, A. *Erddrucktheorien*. Springer, Berlin 1962.
- Korhonen, K-H ja M. Tamminen. *Maa- ja kallioperä rakennuspohjana*. Valtion teknillinen tutkimuslaitos, tiedotus sarja III — rakennus 120, Helsinki 1967.
- Kvapil, R. *Metodik för fastställande av den naturliga välvningens parametrar ovanför berggrum*. Svenska Gruvföreningen, Gruvforskningen, Serie B, Nr 73, november 1964.
- Kögler, F. ja A. Scheidig. *Baugrund und Bauwerk*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1948.
- Loos, W. ja H. Grasshoff. *Kleine Baugrundlehre*. Müller, Köln-Braunsfeld 1963. Anvisningar för spont i ledningsgrav. Svenska Teknologföreningen 1966.
- Polubarinova-Kochina, P. Ya. *Theory of ground water movement*. Princeton University Press, Princeton 1962.
- Sherard, J. L. ym. *Earth and earth-rock dams*. John Wiley and Sons Inc., New York 1963.
- Statens geotekniska institut. *Kompendium i geoteknik* 1959. Meddelanden nr 5, Stockholm 1959.
- Suomen rakennusinsinöörien liitto. *Maa- ja vesirakennus* 1968.
- Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York 1954.
- Terzaghi, K. ja K. Peck. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons. New York 1948.
- Taylor, D. W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley, New York 1948.

2. NORMINLUONTEISET SUOSITUKSET

2.1 Varmuuskerroin geoteknisessä suunnittelussa

2.11 VARMUUSKERTOIMEN SUURUUTEEN VAIKUTAVAT TEKIJÄT

2.111 SUUNNITTELUTILANNE

Kantavat rakenteet on suunniteltava siten, että saavutetaan riittävä varmuus rakenteen sortumista vastaan ja lisäksi siten, ettei rakenteeseen muodostu teknillisiä eikä arkkitehtonisia vaurioita. Tätä periaatetta on sovellettava myös geoteknisessä suunnittelussa. Varmuus murtumista vastaan lasketaan geotekniikassa ja rakenteiden mekaniikassa plastisuusteorian ja muodonmuutokset (siirtymät) kimmoteorian perusteella. Geoteknisessä suunnittelussa muodonmuutosten laskeminen ei ole aina mahdollista eikä niiden tuntemisella ole aina käytännöllistä merkitystäkään (esim. maaluiskien vakavuus).

Varmuuden (varmuuskertoimen) avulla pyritään suunniteltua rakennetta suojaamaan niiltä vaurioilta, jotka aiheutuvat kuormien suuruuden ja vaikutussuunnan arvioimisvirheistä, laskelmien epätarkkuudesta sekä rakennusaineiden (ja maalajien) epähomogeenisuudesta (Ylinen 1948) yms. syystä tai toisesta epätarkoiksi muodostuvista otaksumista. Rakenteiden varmuuskerroin voidaan yleensä laskea yksinomaan kuormien perusteella, jolloin varmuuskertoimella tarkoitetaan jostakin syystä kielletyn kuorman suhdetta todelliseen, vallitsevaan kuormaan. Geotekniikassa var-

muuskerrointa ei voida määrittää näin yksinkertaisesti, sillä maalajien lujuus- ja painumisominaisuudet riippuvat jännitystilasta ja jännitysten suuruudesta. Maakerroksissa vallitseva tehokas jännitys riippuu puolestaan huokosveden paineesta, jonka vaihtelut eivät seuraa huonosti vettäläpäisevissä maalajeissa välittömästi ulkoisten kuormien vaihteluita. Geoteknisessä suunnittelussa varmuuskertoimen suuruus ja sen laskemiseen käytettävät menetelmät on tämän vuoksi valittava tapaus tapaukselta siten, että saavutetaan teknillisesti oikea ja taloudellisesti mahdollisimman edullinen lopputulos.

Sitä tilannetta, jossa esiintyvät ulkoiset kuormat ja niiden maakerrokseen aiheuttamat jännitykset sekä kuormista ja paikallisista (geologisista, topograafisista yms.) olosuhteista riippuva huokosvedenpaine, ja edelleen em. jännitykset ja huokosvedenpaine huomioonottaen määritetyt lujuus- ja painumisominaisuudet määräävät rakenteen mitoituksen, sanotaan suunnittelutilanteeksi. Geoteknisessä suunnittelussa mitoituksen määräävät suunnittelutilanteet esiintyvät tavallisesti rakennustyön aikana ja ns. normaalissa käyttötilassa. Rakenteen käyttöaikana (suunnitteluiän määräämänä aikana) saattaa esiintyä myös muita tilanteita, jotka on otettava huomioon rakennetta mitoitettaessa. Viimeksimainituissa tilanteissa esiintyvät kuormat ovat yleen-

sä lyhytaikaisia, mutta ne saattavat olla normaalissa käyttötilassa esiintyviä kuormia suurempia. Varsinkin huonosti vettäläpäisevien maalajien yhteydessä eri suunnittelutilanteissa joudutaan varmuuskertoimen laskemiseen käyttämään erilaisia laskumenetelmiä (esim. $\sigma = 0$ ja $c-\sigma$ -menetelmät stabiliteettia laskettaessa, ks. kohta 1.3). Varmuuskerroin on arvioitava suunnittelutilanteen ja laskumenetelmän määräämällä tavalla.

Rakennustyön aikana ja normaalissa käyttötilanteessa esiintyvät kuormat eroavat yleensä toisistaan suuruutensa ja suuntansa puolesta. Oleellisin ero em. suunnittelutilanteiden välillä on kuitenkin kuormien vaikutusaika ja hienorakeisissa maalaajeissa suunnittelun määräävä huokosvedenpaine. Rakennustyön aikaiset kuormat ovat osittain lyhytaikaisia ja osittain jatkuvasti lisääntyviä (rakenteen oma paino jne). Käyttötilan kuormat ovat sitä vastoin pääasiassa pysyviä ja (tai) toistuvia dynaamisia kuormia. Stabiliteettia laskettaessa rakennustyön aikainen (lyhytaikainen) suunnittelutilanne muodostuu usein määrääväksi huonosti vettäläpäisevissä koheesio- ja silttimaalajeissa. Rakenteen varmuus sortumista (murtumista) vastaan em. maalajeissa on yleensä kuitenkin laskettava myös käyttötilassa (pitkäaikainen varmuus) tavalla tai toisella arvioidun huokosvedenpaineen perusteella. Käyttötilassa esiintyviä kuormia arvioitaessa sovelletaan rakenteiden kuormitusmääräyksiä (RIL 1968) ja rakennuttajan antamia lisäohjeita.

2.112 TYÖNSUUNNITTELU JA VARMUUSKERTOIMET

Varsinkin maarakennustöiden yhteydessä tapahtuneiden työaikaisten sortumien oleellisin syy on usein ollut epätäydellisten pohjatutkimusten aiheuttamien arviointivirheiden lisäksi se, että kuormat on arvioitu väärin ja lisäksi se, ettei suunnittelussa käytettyjä otaksumia ole riittävän selvästi tiedotettu työn suorittajalle (urakoitsijalle) eikä aina työn valvojillekaan.

Rakennusaikaisissa olosuhteissa kuormien suuruus ja suunta riippuu mm. työssä käytettävästä kalustosta (työkoneista). Kun suunnitteluvaiheessa ei aina tiedetä, millä kalustolla työtullaan suorittamaan, on mm. urakkaasiakirjoissa mainittava, kuinka työkoneiden vaikutus varmuuskertoiin on otettu huomioon. Esimerkiksi maaleikkausten urakkaasiakirjoissa on mainittava laskelmissa otaksutut työkoneiden painot ja työskentelypaikat sekä kaivumaiden läjitysalueet ja suurimmat sallitut läjituskorkeudet ja lisäksi suurin sallittu suunnitelmanmukaisen kaivusvyöhyden ylitys ja laskelmissa käytetyt määräävät vedenpinnan korkeudet työalueella ja ennen kaikkea eri otaksumia vastaavat varmuuskertoimet. Em. tiedot ovat osoitautuneet välttämättömiksi työsuunnitelmaa laadittaessa. Jos työssä käytettävien koneiden paino ja työskentelypaikka poikkeavat oleellisesti suunnitelman otaksumista, on varmuuskertoimet laskettava uudestaan ennen töiden aloittamista varsinkin silloin, kun varmuus työaikaista sor-

tumista vastaan on lähellä taulukoissa 7 ja 8 mainittuja varmuuskertomien minimiarvoja. Eräissä tapauksissa on pohjatutkimusten täydentäminen työnsuunnitteluvaiheessa osoittautunut tarpeelliseksi.

2.113 POHJATUTKIMUSTEN TARKKUUS JA LAAJUUS

Teknillisesti ja taloudellisesti tarkoituksenmukainen varmuuskerroin voidaan arvioida vain rakennuspaikalla tehtyjen pohjatutkimusten ja niitä täydentävien laboratoriotutkimusten perusteella. Varmuuskertomien suurentaminen lisää tavallisesti rakennuskustannuksia. Suunnittelussa voidaan yleensä käyttää sitä pienempää varmuuskerrointa mitä tarkemmin rakennusaineiden lujuus- ym. ominaisuudet tunnetaan.

Suunniteltavan rakenteen (rakennus, pato, silta jne.) konstruktiivinen (staattinen) ratkaisu vaikuttaa tutkimusten laajuuteen siten, että epätasaisten painumien johdosta herkästi vaurioituvien rakenteiden pohjatutkimukset on tehtävä yksityiskohtaisemmin kuin painumia paremmin kestävien rakenteiden tutkimukset.

Sellaisen teknilliseltä ja taloudelliselta merkitykseltään huomattavan rakenteen pohjatutkimus, jonka vaurioituminen, sortuminen tai tilapäinen toimintakyvyttömyys aiheuttaa kansantaloudellisia vahinkoja, on suoritettava luonnollisesti yksityiskohtaisemmin kuin merkitykseltään vähemmän rakenteen pohjatutkimus. Urakkatyönä tehtävien rakenteiden pohjatutkimuksia suoritettaessa on

otettava huomioon myös työnsuunnittelu siten, että työn suorittaja (urakoitsija) voi jo urakan laskentavaiheessa selvittää tarkoituksenmukaisimmat työvälineet ja työtavat. Pohjatutkimusten tulokset on esitettävä urakka-asiakirjoissa mahdollisuuksien mukaan niin selvästi ja helppotajuisesti, että pienetkin urakoitsijat, joilla ei ole omaa geoteknillistä asiantuntijaa, pystyvät oikein tulkitsemaan tulokset ja ottamaan ne huomioon urakkahintaa laskiessaan ilman geoteknillisistä olosuhteista aiheutuvaa ylimääräistä riskiä.

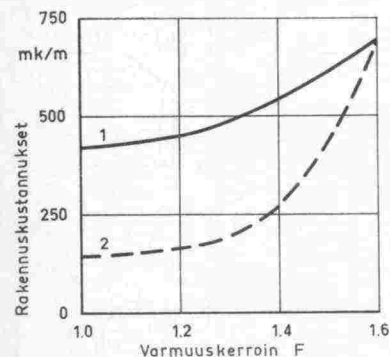
2.114 VARMUUSKERTOIMEN TALOUDELLINEN OPTIMI

Suomen geologisissa olosuhteissa maaperässä esiintyy käytännöllisesti katsoen aina siinä määrin paikallisia vaihteluita, ettei kaikkien rakennuspaikalla esiintyvien maakerrosten ominaisuuksia voida pohjatutkimuksilla yksityiskohtaisesti selvittää. Tämän vuoksi laskelmien perusteella saatujen varmuuskertoimien pienimmät arvot eivät aina vastaa epädullisimpia käytännössä esiintyviä olosuhteita. Geoteknillisessä suunnittelussa joudutaan tämän vuoksi ottamaan tietty riski, jonka suuruus riippuu pohjatutkimuksiin olosuhteiden pakosta jäävistä puutteista ja epätarkkuuksista, laskumenetelmien epätarkkuudesta, kuormien arviointivirheistä ja suunnittelussa käytetyn varmuuskertoimen suuruudesta. Lisäämällä riittävästi varmuuskertoimen suuruutta riski saadaan käytännöllisesti katsoen eliminoiduksi. Tämä ei ole kui-

tenkaan mielekästä geoteknisessä eikä missään muussakaan suunnittelutyössä. Suunnittelussa otettavan riskin suuruuden arvioiminen siten, että kaikki asiaan vaikuttavat seikat tulisivat huomioonotetuiksi, on käytännöllisesti katsoen mahdotonta, sillä kaikkia riskiin vaikuttavia tekijöitä (esim. ihmishenkien menetys) ei voida mitata rahalla.

Varmuuskertoimen taloudellinen optimiarvo voidaan arvioida siten, että laaditaan useita vaihtoehtoisia suunnitelmia, joiden varmuuskerroin on erisuuruinen, ja lasketaan eri suunnitelmien rakennuskustannukset. Ihmishenkien ja tunnepitoisten arvojen vaikutus ei luonnollisesti ole mukana tällaisissa laskelmissa.

Kuvassa 81 on esitetty maaleikkauksen varmuuskertoimen ja rakennuskustannusten välinen vuorosuhde. Tapauksessa 1 varmuuskerrointa on lisätty kevennysleikkauksella ja siirtämällä kaivumassoja kauemmaksi



Kuva 81:
Varmuuskertoimen ja maaleikkauksen rakennuskustannusten välinen vuorosuhde.

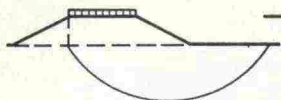
leikkauksesta. Kuvasta käy ilmi, että kustannukset lisääntyvät hitaasti, kun varmuuskerroin vaihtelee välillä 1.00 ... 1.25. Varmuuskertoimen kasvaessa em. arvoa suuremmaksi käyrä nousee jyrkemmin, mutta siinä ei ole kuitenkaan selvää taitekohtaa. Varmuuskertoimen optimiarvo on tällöin arvioitava lähinnä lujuusarvojen luotettavuuden ja hajonnan sekä mahdollisten korjauskustannusten ja työajan menetyksen perusteella. Tapauksessa 1 varmuuskertoimen arvo $F = 1.5 \dots 1.6$ olisi ilmeisesti (em. olosuhteista riippuen) taloudellisesti edullisin. Tapauksessa 2 kustannukset nousevat jyrkästi, kun varmuuskerroin ylittää arvon 1.4. Tähän on syynä se, että em. suurempaan varmuuskertoimen arvoon päästään vain luiskien vahvistamisella. Kun varmuuskertoimen tarkoituksenmukaisinta suuruutta arvioidaan yksinomaan rakennuskustannusten perusteella, on tässä tapauksessa pidettävä optimiratkaisuna sitä, että luiska jätetään vahvistamatta, mutta tehdään kaikki muut olosuhteiden sallimat luiskien vakavuutta lisäävät toimenpiteet, koska ne eivät sanottavasti lisää kustannuksia, ts. suunnittelussa käytetään varmuuskertoimen arvoa $F \sim 1.4$.

2.12 VARMUUSKERTOIMEN OHJEARVOT ERI TAPAUKSISSA

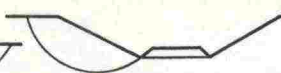
2.121 MAAPENKEREET JA LEIKKAUKSET

Taulukossa 7 (vrt. kuva 82) on esitetty maapenkereiden ja leikkaus-

1. Tiepenger



2. Tieleikkaus



3. Vesiväylä

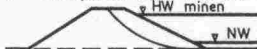


4. Maapadot

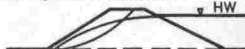
a. rakennusaikainen



b. vedenpinnan nopea laskeutu-

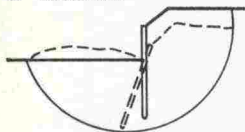


c. jatkuva suototila

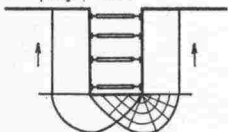


5. Kaivanto

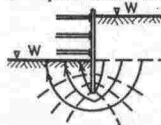
a. liukuminen



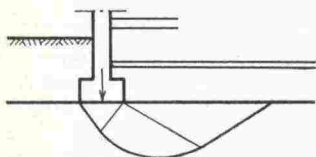
b. pohjannousu



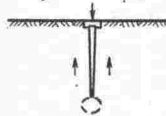
c. hydraulinen sortuma



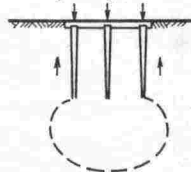
6. Maanvarainen perustus



7. Paaluperustus yksinäinen paalu

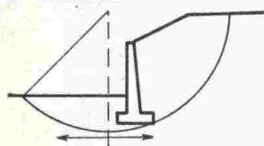


paaluryhmä

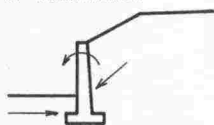


8. Maata tunkevat rakenteet

a. liukuminen



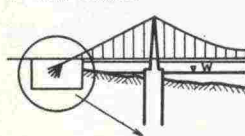
b. kaatuminen



c. liukuminen perustamis-

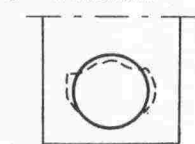


9. Maa-ankkuri

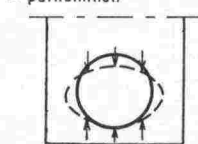


10. Maanalaiset rakenteet

a. murtuminen



b. painuminen



Kuva 82:

Yleisimmät geoteknisissä suunnittelussa esiintyvät rakenteet.

Taulukko 7. Maapenkereiden ja leikkausten vakavuus (vrt. kuva 82). Varmuuskertoimen ohjearvot (minimiarvot).

Rakenne	Suunnittelutilanne	Varmuuskerroin F _{min}
1. Tiepenger 2. Tieleikkaus 3. Vesiväylä	Rakennusaika Normaali käyttötila Pitkäaikainen, epäedullisin kuor- mayhdistelmä (lyhyt vaikutusaika)	1.3 1.5 1.4
4. Maapato	Rakennusaika Vedenpinnan nopea laskeutuminen — HW:n korkeudelta — Tulvakynnyksen korkeudelta Jatkuva suototila, normaali käyt- tötila	1.3 1.0 1.2 1.5
5. Kaivanto — Leveä kaivanto — Kapea kaivanto — Homogeen. Sr ja KHk HHk ,, ,, ,,	a. Rakennusaika, liukusortuma b. Rakennusaika, pohjannousu c. Rakennusaika, hydr. sortuma ,, ,, ,,	1.3 1.3 1.2 1.5 2.0 ... 2.5

ten geoteknisissä suunnittelussa käytettävien varmuuskertoimien ohjearvot (minimiarvot) erilaisissa olosuhteissa. Taulukossa mainittuja kertoimia saadaan käyttää, jos rakennuspaikan maaperä on tutkittu luotettavasti. Taulukossa mainittujen varmuuskertoimien käytön ehdottomana edellytyksenä on myös se, että kertoimet lasketaan kulloinkin kysymyksessä olevaan tapaukseen soveltuvalle ja luotettavalle laskumenetelmällä ja että laskelmat suorittaa geotekniikkaan ja rakenteiden mekaniikkaan perehtynyt henkilö ja että kuormitukset on arvioitu luotettavasti ja edelleen, että rakennustyön aikana ja sen jälkeen valvotaan, ettei rakennetta kuormiteta tilapäisestikään suuremmilla kuormituksilla kuin laskel-

missa on otaksuttu. Taulukossa mainitut varmuuskertoimen minimiarvot tarkoittavat ns. kokonaisvarmuutta sortumista vastaan. Osavarmuusker-toimia (partial coefficient) saadaan käyttää vain, jos niiden soveltaminen osoittautuu suunnittelun kannalta tarkoituksenmukaiseksi (Society of Danish Engineers: Code of Practice for Foundation Engineering 1966).

2.122 TAITORAKENTEET

Taulukossa 8 on esitetty taitorakenteiden geoteknisissä suunnittelussa käytettävien varmuuslukujen ohjearvot (minimiarvot) erilaisissa olosuhteissa. Taulukon arvoja sovellettaessa on otettava huomioon kohdassa 2.121 mainitut näkökohdat.

Taulukko 8. Taitorakenteiden vakavuus (vrt. kuva 82). Varmuuskertoimen ohje-
arvot (minimi-arvot).

Rakenne	Suunnittelutilanne	Varmuuskertoimen F_{min}
6. Maavarainen perustus Maapohjan kantavuus		
— <i>Koheesiomaalajit</i> tavalliset rakenteet	Lyhytaikainen (rakennusaika)	2.0
— <i>Kitkamaalajit</i> suuret ”	” ”	2.5
— <i>Kitkamaalajit</i> löyhä ja keskitiivis	Lyhytaikainen (rakennusaika)	1.5
— <i>Kitkamaalajit</i> tiivis	” ”	1.4
7. Paaluperustus Paalujen kantavuus		
— <i>Koheesiopaalut</i> kantavuus määritetty koekuormituksen pe- rusteella	Pitkäaikainen	1.75
— <i>Koheesiopaalut</i> maapohja homogeeni- nen, leikauslujuus luo- tettava	Pitkäaikainen	2.0
— <i>Koheesiopaalut</i> maapohja epähomogee- ninen, paalujen dimen- siot vaihtelevia	Pitkäaikainen	2.5
— <i>Kitkapaalut</i> kantavuus määritetty koekuormituksen pe- rusteella	Pitkäaikainen	2.0
— <i>Kitkapaalut</i> laskelmien perusteena pohjatutkimustulokset tai koepaalutus	Pitkäaikainen	2.5
— <i>Vetopaalut</i> kantavuus määritetty koekuormituksen pe- rusteella	Pitkäaikainen	2.0
— <i>Puristuspaalut</i> (tuki- paalut) kantavuus määritetty koekuormituksen pe- rusteella	Pitkäaikainen	2.0
8. Maata tukevat rakenteet		
— <i>Koheesiomaalajit ja</i> <i>löyhät kitkamaalajit</i>	a. Rakennusaika, liukusortuma	1.3
— <i>Tiiviit kitkamaalajit</i>	a. Pitkäaikainen, liukusortuma	1.5
	b ja c. ” Kaatuminen ja ” liuku- minen perustamistasossa ra- kennusaikana tai muulloin harv. olosuhteissa, lyhytai- kainen	1.4
		1.3

Rakenne	Suunnittelutilanne	Varmuuskerroin F_{min}
	b ja c. Kaatuminen tai liukuminen perustamistasossa käyttöolosuhteissa, pitkäaikainen	1.5
9. Maa-ankkuri	Liukuminen perustamistasossa	2.0 ... 2.5
10. Maanalaiset rakenteet (Suunnittelussa otettava huomioon rakennusmateriaalien reologiset ominaisuudet)	a. Murtuminen Lyhyt- ja pitkäaikainen b. Painuminen Lyhyt- ja pitkäaikainen	1.3 ... 1.5 1.3 ... 1.5

Taulukossa 8 esitettyjä varmuuskertoimien arvoja sovellettaessa on otettava huomioon ko. rakennetta

koskevat Pohjarakennuksen normien (1964) määräykset.

2.2 Vesirakenteiden vedenläpäisevyyttä ja eroosiovaaraa koskevat määräykset

2.21 VEDENLÄPÄISEVYYDEN MÄÄRITTÄMINEN

Maalajien ja valmiiden maarakenteiden vedenläpäisevyys on sitä tarvittaessa aina määritettävä kokeellisesti. Tällöin tulevat kysymykseen seuraavat vaihtoehdot:

- 1) määrittäminen laboratoriossa maastotutkimusten yhteydessä otetuilla luonnontilaisilla tai häiriintyneillä näytteillä, tai
- 2) määrittäminen kentällä maaperässä tai valmiissa rakenteessa esim. rakennustyön laadunvalvonnan yhteydessä.

2.211 VEDENLÄPÄISEVYYDEN MÄÄRITTÄMINEN LABORATORIOSSA

Vedenläpäisevyys määritetään laboratoriossa joko luonnontilaisia tai häiriintyneitä, sullottuja maanäytteitä käyttäen. Edellisellä tavalla saadaan yleensä parempi kuva maaperän eri kerrosten vedenläpäisevyydestä, mutta se on yleensä mahdollinen vain hienojakoisissa, koheesiota omaavissa maalajeissa. Häiriintyneitä, laboratoriossa sullottuja näytteitä käytettäessä on pyrittävä saamaan ne mahdollisimman tarkoin samaan tiiviytteen, joka vallitsee tutkittavassa maakerroksessa.

Tutkittaessa maarakenteisiin käytettävien maalajien ominaisuuksia sullonta suoritetaan Proctor-sullontana ja vedenläpäisevyyss määritetään sekä luonnon- että optimikosteudessa.

Vedenläpäisevyyttä määritettäessä oletetaan virtauksen maassa noudatettavan Darcyn lineaarista lakia (vrt. kohta 1.81). Määrittystapoja on kah- ta päätyyppiä: 1) vakioputouskoje, joka soveltuu hyvin vettäläpäisevien maalajien (suodatinkerrokseen käytet- tävä sora ja hiekka, tukipenkereiden sora-aines) tutkimiseen ja 2) muut- tuvaputouskoje, jolla tutkitaan hu- onosti vettäläpäisevien maalajien ve- denläpäisevyyttä.

Darcyn lain rajoitusten vuoksi on putoushäviö (H) ja vastaava virtaus- matka (L) vakioputouskokeessa va- littava siten, että kohdassa 1.81 esi- tetyt ehdot ovat voimassa ja että vir- taustila mahdollisimman hyvin vastaa luonnossa vallitsevaa tai tulevassa ra- kenteessa esiintyvää virtaustilaa. Gra- dienttia valittaessa on myös kiinni- tettävä huomiota sisäisen eroosion vaaraan, joka esiintyy käytettäessä liian suuria virtausnopeuksia. Luon- nossa esiintyvien pohjavesivirtausten gradientti vain harvoin ylittää arvon = 1.

Erittäin tiiviillä maalajeilla, esim. savella, lasketaan vedenläpäisevyys- kertoimen suuruus usein välillisesti ödometrikokeen yhteydessä.

2.212 VEDENLÄPÄISEVYYDEN MÄÄRITTÄMINEN KENTÄLLÄ

Kentällä voidaan maastotutkimusten yhteydessä tutkia maaperän vedenlä-

päisevyyttä maahan lyötyjen pohja- vesiputkien avulla, ks. osa I kohta 4.83. Mikäli putki on koko pituu- deltaan varustettu rei'ityksellä tai suo- dattimella, tai sitä asteettain mittauk- sen aikana lyödään syvemmälle, voi- daan putkeen asetetun pienoissiivi- kon avulla (ranskalaisen Soletanche'n patentoima ns. micromoulinet) tehdä päätelmiä myös eri kerrosten veden- läpäisevyyksistä.

Valmistuvien maarakenteiden ve- denläpäisevyyttä voidaan tutkia val- tion voimayhtiöiden kehittämällä kenttäkoemenetelmällä ks. osa I koh- ta 4.83.

2.22 VEDENLÄPÄISEVYYSKER- TOIMEN SUURUUS

Vedenläpäisevyyskertoimen suuruus on riippuvainen maalajin raekoostu- muksesta, tiiviydestä ja vallitsevasta jännitystilasta. Näiden maalajiin liit- tyvien ominaisuuksien lisäksi sen ar- voon vaikuttaa myös veden lämpö- tila, joka aiheuttaa muutoksia veden kinemaattisessa viskositeetissa.

Suhteistuneen maalajin vedenläpäi- sevyys on yleensä alhaisempi kuin lajittuneen maalajin. Tärkeissä tapauk- sissa on maalajin vedenläpäisevyys aina määritettävä kokeellisesti. Eräitä tyypillisiä lajittuneiden maalajien ve- denläpäisevyyskerrointen arvoja on esitetty osassa II kohta 1.41.

Puhtaiden, tasarakeisten hiekka- maalajien vedenläpäisevyyden arvioi- miseen voidaan käyttää Allen Haze- nin esittämää kaavaa (102).

(102) $k = 100 d_{10}^2$

d_{10} rakeisuuskäyrän 10 % läpäisyä vastaava raekoko.

Maarakenteen työtapa asettaa useimmiten omat vaatimuksensa vaadittavalle vedenläpäisevyydelle. Jyräällä tai muuten sullomalla tehdyssä täytteessä esiintyy työn kestäessä erittäin korkeita huokospaineita, mikäli maa-aineksen vedenläpäisevyys on alhainen. Maapadon perusmaan ja vyöhykkeiden vedenläpäisevyyttä tutkittaessa on otettava huomioon myös patorakenteen käyttötarkoitus, maalajien eroosionkestävyys, kuivatusmahdollisuudet ym. Mikäli vedenhukka ei muodosta ratkaisevaa tekijää, katsotaan useimmin maaperän olevan riittävän tiivis maapatoa varten silloin, kun sen vedenläpäisevyys $k \leq 10^{-4} \dots 10^{-4.5}$ cm/s. Samaa arvoa on usein käytetty myös tiivistesydänmateriaalin ohjearvona.

2.23 POHJAVEDEN EROOSION TORJUMINEN

Pohjaveden eroosion torjumiseen käytetään yleensä kahta päämenetelmää: 1) suodattimien ja painotäytteiden käyttö sekä 2) ojittaminen ja kuivattaminen.

Mikäli pohjavesi ulosvirtauskohdassaan kuljettaa tai löyhdyttää maa-ainesta, on tavallisinta rakentaa suodatinkerros vuotokohdan päälle 1...3 erilaisia raesuuruuksia sisältäviä maakerroksista. Näiden kerrosten täytyy toisiinsa nähden, ja alimman kerroksen lisäksi myös perusmaahan nähden, täyttää suodatinkriteerit, ts.

niiden rakeisuuden tulee olla sellainen, että vesi tarpeetonta suotopainetta aiheuttamatta pääsee purkautumaan ja että päällekkäisten kerrosten rakeet eivät huuhtoudu toistensa sisään.

Pohjaveden eroosiota voidaan torjua myös alentaen gradienttia siten, että alavedenpintaa kohottamalla, esim. padoten, vähennetään painekorkeutta. Tämä menetelmä tulee kysymykseen alavilla mailla, joilla pohjavedenpinta on jo verraten lähellä maanpintaa ja joiden kuivattaminen tehokkaasti ei muutenkaan ole mahdollista. Tätä keinoa on käytetty tehokkaasti myös tilapäisratkaisuna tapauksissa, joissa hydraulinen murtuma ilmenee keskittyneenä yhteen tai muutamiin harvoihin kohtiin. Pato kuohuntakohdan ympärille voidaan rakentaa tällöin esim. kehään lodoituista hiekkasäikeistä.

Sellaisissa tapauksissa, joissa alavedenpinnan alentaminen ei lisää eroosion vaaraa, voidaan eroosiota torjua alentamalla pohjavedenpintaa ja keskittämällä purkautuminen muutamiin suodattimella varustettuihin paineenalennuskaivoihin tai pystysalaojiin.

2.24 PINTAVEDEN EROOSION TORJUMINEN

Tavallisin pintaveden eroosion torjumistapa on verhoaminen. Maan- tai luiskin pinta voidaan tällöin joko nurmettaa tai sitoa sopivalla kasvullisuudella tai peittää rakeisella kiviaineksella, jonka raekoko valitaan siten, että se kestää paikallaan esiintyvissä virtausnopeuksissa.

Usein on edullista ja jo sinänsä riittävää ohjata pintavedet avo- tai salaojiin, jotka kestävät virtauksen. Luiskan harjalle kaivetaan niskaoja, jonka vedet sopivasti johdetaan luiskaa alas ja joka estää veden pääsyn luiskalle. Korkeat luiskat on myös

edullista porrastaa välipenkereillä, joiden takareunaan voidaan sijoittaa niskaoja. Välipenkereiden välit vaihtelevat, mutta useimmiten niiden välinen korkeusero on pienempi kuin 10 m.

2.3 Paaluille sallitut jännitykset

2.31 SALLITUN JÄNNITYKSEN SUURUUTEEN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

Paaluille sallittu jännitys on määritettävä niin, että yksityisen paalun tai paaluryhmän murtumista vastaan saavutetaan riittävä varmuus, ja ettei synny rakennetta vaurioittavia painumia tai painumaeroja. Pohjasuhteet määrittävät paaluille sallitut jännitykset sekä sen miten ja mihin kerrostumiin kuormitukset siirtyvät paalusta. Nurjahdus saattaa eräissä tapauksissa olla ratkaiseva sallittua jännitystä määritettäessä, esim. osittain vapaassa vedessä tai erittäin pehmeässä muodostumassa oleva paalu. Negatiivinen vaippahankaus on otettava huomioon, koska se voi lisätä paalun kuormitusta. Esim. kokoonpuristuvan kerrostuman päälle ajettua täytemaakerroksesta siirtyy kuormia näiden kerrostumien lävitse lyödylle paalulle. On sattunut tapauksia, jolloin paalut ovat tämän johdosta saaneet suuria lisäkuormituksia. Paalut ovat painuneet, ja rakenteisiin on syntynyt vaurioita. Maanpaineen aiheuttamat paalujen pituussuunnasta poikkeavat sekä rakennusaikana että sen jälkeen kehittyvät ra-

situkset on myös otettava huomioon. Esim. maatuen taakse ajatun tai perustuksen alla olevan pengerman aiheuttamasta pehmeiden kerrosten kokoonpuristumisesta sekä täyteen tiivistymisestä syntyy muodonmuutoksia ja siirtymiä. Aikaa myöten näistä saattaa muodostua huomattavia lisäkuormituksia paaluille.

Paaluille sallittu jännitys riippuu myös rakenteen laadusta. Rakenteissa, joissa suurehkokkaan muodonmuutokset eivät ole ratkaisevan merkitseviä, voidaan varmuuskertoimesta tinkiä. Esim. taka- tai pengerpaaluille voidaan sallia suuremmat jännitykset kuin paaluille, jotka kantavat jäykkää, painumille arkaa rakennetta.

2.311 MAAPERÄN LAATU JA PAALUTYYPPI

Paalut voidaan ryhmitellä kolmeen ryhmään sen perusteella, miten ne siirtävät kuorman ympäröivään maainekseen:

- Tukipaalut
- Kitkapaalut
- Koheesiopaalut

Paalutyyppin käyttö ratkeaa pohjasuhteiden mukaan. Paalut toimivat

harvoin täysin puhtaina tyyppeinä. Esim. tukipaaluissa on useimmiten myös kitkapaaluvaikutusta.

Tukipaalu

Tukipaalulla tarkoitetaan paalua, joka siirtää kuormituksen kalliolle tai kiinteälle maapohjalle pääasiassa paalun kärjen välityksellä. Suurin sallittu jännitys paaluille edellyttää, että luotettavien pohjatutkimusten perusteella on todettu kallion tai maapohjan kantavan paaluista tulevat kuormat riittävällä varmuudella. Jos paalut ovat pehmeässä muodostumassa, ja kallion päällä on vain ohut kiinteä kerrostuma, esim. morenimuodostuma, ja kallion pinta on kalteva ($\geq 20^\circ$), on syytä pienentää sallittua jännitystä olosuhteista riippuen, ellei erikoistoimenpiteisiin liukumisvaaran välttämiseksi ryhdytä. Paalun loppulyöntejä lyödessä on käytettävä pientä pudotuskorkeutta ja noudatettava varovaisuutta, jotta paalun alapää ei lyödä rikki eikä paalun pää pääse liukumaan pitkin kallion pintaa. Paaluryhmissä on lyöntijärjestykseen kiinnitettävä huomiota ja tarkkailtava, etteivät kärjet irtoa kantavasta pohjasta paalun nousun tai vaaka-suoran paineen ansiosta viereisiä paaluja lyödessä. Samoin voi olla asianlaita silloin, kun ns. kovapohja sisältää suuria kiviä, ja paalun päät saattavat osua vasten kiven vinoja pintoja. Silloin, kun kallion kaltevuus on suurempi kuin 30° ja kalliota peittää vain ohut kiinteä kerros, joka ei anna riittävää sivutukea, on syytä käyttää erikoisia kalliokärkiä. Näiden

avulla estetään paalun liukuminen ja varmistetaan kantavuus.

Paalulle sallittu maksimijännitys voidaan hyväksyä mm. seuraavin ehdoin:

- a) Paalut kuormitetaan keskeisesti
- b) Nurjahdusvaaraa ei ole
- c) Paalutustyö on suoritettu työhön tottuneen työnjohdon valvonnan alaisena
- d) Paalujen kärjet ulottuvat kallioon tai riittävän kantavaan pohjaan, joka pohjatutkimuksilla on luotettavasti selvitetty
- e) Paalut ovat jatkamattomia tai varustettuja momenttijäykillä jatkoksilla, ja ovat vähintään 5 m pitkiä
- f) Paaluja lyödessä painumat viimeisillä iskuilla ovat sellaisia, että ne takaavat paalulle riittävän kantavuuden
- h) Vaikeissa pohjasuhteissa (esim. kivikko) tai kun kysymyksessä ovat pitkät paalut, voidaan paalutuksen jälkeen todeta luotettavasti, esim. paalun keskeen asetetun tarkastusputken avulla, että paalu ja sen kärki ovat ehjät.

Kitkapaalu

Kitkapaalulla tarkoitetaan sellaista paalua, joka kokonaan tai osittain on lyöty kitkamaalajiin, ja joka siirtää kuormituksen paalua ympäröivään maakerrokseen pääasiassa paalun vaipapinnan ja maa-aineksen välisen kitkan välityksellä. Kitkapaalun sallittu jännitys riippuu näinollen maa-aineksen tiiviyydestä ja paalun kitkamaassa olevan osan pituudesta. Lyödessä

paaluja ryhmään maa-aines tiivistyy paalujen ympärillä ja vaippakitkakulma kasvaa. Sen vuoksi ryhmässä olevalle paalulle voidaan sallia yleensä suurempi jännitys kuin yksinäiselle paalulle. Kitkapaalut tulisi sijoittaa useamman paalun ryhmiin. Esimerkkinä mainittakoon tapaus, jolloin yksinäiselle paalulle (25×25 cm) sallittiin 30 kp/cm^2 , paalulle kolmen paalun ryhmässä 40 kp/cm^2 ja viiden paalun ja sitä suuremmassa ryhmässä 50 kp/cm^2 . Sallittu kuormitus paalulle määritetään murtokuormaan perustuen, esim. $\frac{1}{3}$ murtokuormasta, enintään kuitenkin 50 kp/cm^2 paalun toimivalle poikkipinnalle, jolloin lisäksi edellytetään, että ryhmässä on yleensä vähintään 3 samansuuntaista paalua. Murtokuorma voidaan määrittää koekuormitusten perusteella tai koepaalutusten ja luotettavien paalutuskäytösten avulla. Paalutuskäytöksiä käytettäessä mitataan lyönnin aikana paalun pysyvä painuma ja jousto.

Koheesiopaalu

Koheesiopaalulla tarkoitetaan paalua, joka pääasiallisesti tai kokonaan siirtää kuormituksen maapohjalle paalun vaippapinnan ja maa-aineksen välisen koheesion välityksellä. Sallittuja kuormituksia koheesiopaaluille määritettäessä ja arvosteltaessa yleensäkin koheesiopaalujen soveltuvuutta, on selvitettävä maa-aineksessa, varsinkin paalujen alapäiden alapuolella tapahtuvien muodonmuutosten aiheuttamien painumien vaikutus rakenteisiin. Koheesiopaalulle sallittu kuormitus on riippuvainen maa-aineksen leikkauslujuudesta ja paalun vaippa-

pinnasta. Sallittu kuormitus on yleensä $\frac{1}{3}$ murtokuormituksesta ($\frac{1}{3}$ leikkauslujuudesta vaippapinnalla) tavallisen kuormituksen ollessa kyseessä. Harvinaisten kuormien vallitessa on sallittu kuormitus puolet murtokuormasta. Tämä edellyttää kuitenkin, ettei paalun toimivassa poikkipinnassa ylitetä jännitystä 50 kp/cm^2 . Koheesiopaalujen murtokuormitus voidaan määrittää laskennallisesti leikkauslujuusarvojen tai koekuormituksen perusteella.

Betonista valmistettuja koheesiopaaluja käytettäessä on paalun yläpäästä jätettävä huomioonottamatta $\frac{1}{5}$ osa paalun pituudesta ja vähintään kuitenkin 3.0 m. Jos puista koheesiopaalua joudutaan jatkamaan, lasketaan hyödyksi vain alapaalu pohjarakennusnormien (vuodelta 1964) mukaisesti. Koheesiopaaluja lyötäessä aiheutuu häiriöitä, jotka vähentävät tilapäisesti maa-aineksen leikkauslujuutta. Lujuuden voidaan katsoa palautuvan ennalleen n. 4 viikon kuluessa puupaalujen ja 3...6 kuukauden kuluessa teräsbetonipaalujen kohdalla niiden maahan lyömisestä lukien.

Erikoispaalut

Lyöntipaalujen ohella on lukuisa joukko erikoispaaluja. Ne soveltuvat käytettäviksi seuraavissa tapauksissa:

a) rakenteelliset ratkaisut ja rakennuspaikan pohjasuhteet puoltavat niiden käyttöä

b) saavutetaan etuja normaaliin lyöntipaalutukseen tai muihin perustamistapoihin nähden.

Erikoispaaluja käytettäessä on periaatteena yleensä keskittää suuria kuormia yhdelle paalulle. Kuormat ovat yleensä tällöin suurempia kuin lyöntipaalujen kuormat. Tällöin tulee paaluantura pieneksi tai jää kokonaan pois. Suuret yksikkökuormat edellyttävät paalujen teossa erityistä huolellisuutta ja ammattitaitoa. Näin voidaan välttyä haitallisilta painumilta valmiissa rakenteessa. Erikoispaaluille sallittu kuormitus riippuu ratkaisevasti siitä menetelmästä, millä paalu aikaansaadaan sekä miten ja mihin maakerrostumiin kuormat siirtyvät paalun kärjen tai vaipan kautta. Suurin paalun toimivalle poikkipinnalle sallittu jänintys on yleensä sama kuin normaalien lyöntipaalujen jännitys.

Kaivinpaalu tehdään avointa työputkea käyttäen poistamalla maata putken sisältä sitä mukaa kun putki painetaan maahan. Tämän työtavan avulla saadaan jatkuvasti näytteitä läpäistävästä maakerroksesta ja voidaan varmistua, että pohjatutkimusten mukainen syvyys ja suunnitelmien edellyttämä riittävän kantava kerros on saavutettu.

Sallittu jännitys riippuu siitä, mihin kerrostumiin paalu on ulotettu. Kun kaivinpaalu ulottuu kallioon ja kallion pinnalla mahdollisesti oleva rapautunut kerros on esim. meislaamalla poistettu, voidaan paalulle sallia sama suurin jännitys kuin lyöntipaalulle (nykyisin yleensä 50 kp/cm^2). Samoin voidaan menetellä, kun paalu jää kallioon ulottuvan, rakenteeltaan kiinteän ja kivisen moreenin varaan ja on läpäissyt olosuhteista riippuen

useita metrejä rakenteeltaan kiinteähköä kitkamaata.

Paalun pään alle jäävä moreeniaines ei saa löyhtyä, eikä paalun pään alle saa jäädä tarpeetonta lyöhää irtoainesta. Paalun on luonnollisesti oltava yhtenäinen. Valun aikana ei saa syntyä katkeamia. Kun kaivinpaalu jää kitkapaaluksi kitkamaahan tai koheesiopaaluksi koheesiomaahan, on paaluille sallittu jännitys määritettävä kussakin tapauksessa erikseen.

Putken avulla lyötäviä paikalla valettavia paaluja on kahta päätyyppiä:

- a) frankipaaluja
- b) putkipaaluja.

Frankipaalu tehdään lyömällä betonitulpalla alapäästään suljettu putki maahan putken sisällä toimivalla järkäleellä. Paalua valettaessa nostetaan putki vähitellen pois valun edistyessä. Putkipaalun, esim. BSP-paalu, alapää suljetaan terästulpalla, betoni valetaan lyönnin päättymisen jälkeen putkeen ja putki jätetään maahan. Paalut on lyötävä pohjatutkimusten perusteella määritettyyn vähimmäisyvyteen tai kovaan pohjaan, ja paalun toimivalle pinnalle sallitaan sama maks.jännitys kuin lyöntipaaluille (nykyisin yleensä 50 kp/cm^2). Lyönnin aikana voidaan paalun kantavuutta arvostella paalutuskäyrien avulla sen jälkeen, kun pohjatutkimusten mukaan määritetty syvyys on saavutettu (pohjamoreeni tai sitä vastaava hiekkaa karkeampi perusmaa). Jos paalu jää tai jätetään ylemmäksi kuin edellä on esitetty, ratkaistaan sallittu kuormitus kussakin tapauksessa erikseen pohjasuhteiden ja sel-

vitysten pohjalta. Tämän tyyppiset paalut saadaan vain harvoin ulottumaan kalliioon.

Paalun kelpoisuuden ehtona on, että putkeen ei lyönnin aikana pääse tunkeutumaan vettä, ja että paalu valun jälkeen on yhtenäinen ilman valun tai viereisten paalujen lyönnin yhteydessä syntyneitä halkeamia.

Elementtipaalut voidaan koota osista yhtenäiseksi paaluksi joko ennen lyöntiä tai lyötessä. Sallittu jännitys voidaan määrittää samoin perustein kuin normaalipaaluillekin ja kantavuus voidaan tarkistaa esim. paalutuskäyrien perusteella. Jos elementtipaalu puristetaan hydraulisesti osina, esim. vahvistettaessa perustuksia, on sallittu jännitys ja sen edellyttämät toimenpiteet määritettävä kussakin tapauksessa erikseen vallitsevien olosuhteiden mukaan.

Vetopaalut

Paaluryhmä tulee suunnitella niin, että tavallisessa kuormitustapauksessa paaluihin ei tule vetojännityksiä. Erikoisesti on otettava huomioon, ettei koheesiopaaluja käytetä vetopaaluina. Paalut nimittäin saattavat konsolidoitumisen edistyessä liikkua ja vaurioitua. Tästä ovat osoituksena monet laiturirakenteissa sattuneet vauriot. Ainoastaan silloin, kun on kysymys poikkeuksellisesta kuormituksesta, voidaan sallia pienehköjä, paalun pituudesta riippuvia vetojännityksiä. Jos paaluille aiheutuu normaaleissa kuormitusoloissa merkittäviä vetojännityksiä tai rakenne suunnitellaan nimenomaan tältä pohjalta, on paalut ankuroitava alapäästään esim. kalliioon.

Myös paalun alapää voidaan eräissä tapauksissa muotoilla vetoa silmälläpitäen. Sallitut vetokuormitukset on määritettävä kussakin tapauksessa erikseen tarvittaessa koekuormitusten avulla.

2.312 PAALUMATERIAALI

Materiaalin perusteella voidaan paalut jakaa puu-, teräsbetoni- ja teräsestä yhdistettyihin paaluihin.

Puupaalujen käyttö edellyttää yleensä, että paalut ovat jatkuvasti pohjavedenpinnan alapuolella (pengerpaalutuksen osalta vertaa kuitenkin kohta 3.165). Puu-aineksen tulee olla virheetöntä eikä paalupuu saa ylittää sallittua käyristymää. Puupaalu on lyötävä noudattaen lyöntiohjeita siten, että sen alapää ei vaurioidu esim. kiveä tai kalliota vasten lyötessä ja muutu "pensseliksi". Paalun pienin toimiva poikkileikkauspinta-ala on ratkaiseva sallittua kuormitusta määrittäessä, jatkamattomassa tukipaalussa kärjen poikkileikkausalaa.

Teräsbetoni-paalun tulee kestää paitsi lopullisesta rakenteesta tulevat kuormat myös lyönnin, kuljetuksen ja käsittelyn aiheuttamat rasitukset. Pohjarakennuksen normien mukaan on teräsbetoni-paalujen lujuusluokan oltava vähintään K-350. Käytännössä on kuitenkin syytä pyrkiä vähintään lujuusluokkaan K-400. On todettu, että siirryttäessä lujuusluokasta K-300 ylöspäin, paalut kestävät huomattavasti paremmin lyönnin aiheuttamat rasitukset. Kun Suomen Geoteknillisen Yhdistyksen asettama paalutuskomitea saa aikanaan valmiiksi paa-

lutusohjeet ja näitä sekä paalutuksen suunnittelua, paalun lyöntiä ja valvontaa koskevia ohjeita noudatetaan, paaluttajien ja valvojien ammattitaitoa ja koulutustasoa parannetaan, sekä siirrytään käyttämään paaluissa lujuusluokkaa K-500, voidaan paaluille sallittua suurinta jännitystä tarvittaessa vaativissa rakenteissa nostaa nykyisestä (50 kp/cm²). Nykyisin tähän ei ole vielä syytä, sillä paalun lujuusluokan nostaminen yksin ei edellytä sallittujen jännitysten lisäämistä.

Teräspaalulle sallittu jännitys riippuu kallion laadusta ja siitä, miten luotettavasti paalu voidaan lyödä kallioon. Jos kallion pinnassa on esim. rapautunut kerros tai pinta on muuten rikkiäinen, on paalun kärjen tunkeuduttava pintakerroksen lävitse ehjään ja riittävän lujaan kallioon. Tämä edellyttää, että paalulla on oikein muotoiltu ja esim. kovahitsaamalla vahvistettu kärki, joka paalua erikoisohjeiden mukaisesti lyödessä murskaa kalliopintaan luotettavan syvennyksen kärjelle. Teräsmateriaalin lujuusominaisuuksilla ei paalun muulla osalla ole yleensä merkitystä. Teräksen tulee olla kuitenkin hitsauskelpoista. Sallittua jännitystä määritettäessä on otettava huomioon nurjahdus, syöpyminen ja ympäristön vaikutus, esim. toispuolinen maanpaine.

2.313 PAALUN JATKOKSET

Puupaaluja on yleensä saatavissa latvaläpimitasta riippuen 15...18 m pituisina, erikoistapauksissa jopa 20...22 m. Jos tarvitaan pitempiä paa-

luja, on paalua jatkettava. Yksinkertainen hakajatkos, jolloin paalujen kohtisuoraan hakatut tyvet asetetaan huolellisesti vastakkain, pystyy välittämään vain paalun suuntaisia puristusvoimia eikä kestä taivutuksia tai vetojännityksiä. Jatketussa paalussa saa olla vain yksi tällainen jatkos ja sallittua jännitystä ei tarvitse jatkoksen vuoksi yleensä pienentää. Silta-rakenteissa ei tällaista jatkosta saa kuitenkaan käyttää, vaan on käytettävä ns. holkkijatkosta. Holkkijatkos kestää myös taivutuksia ja vetojännityksiä, mikäli jatkos on tehty huolellisesti. Yleensä, jos jatkospinnoissa poikkileikkausala on riittävän suuri ja jatkos huolellisesti tehty, eikä paalu saa merkittäviä taivutusrasituksia, ei sallittua paalujännitystä tarvitse vähentää jatkoksen vuoksi. Jos paalussa on kuitenkin useampia jatkoksia, on kukin tapaus ratkaistava olosuhteiden mukaan erikseen.

Pitkät teräsbetonipaalut on kuljetus- ja lyöntihankaluuksien vuoksi syytä tehdä jatkettuina. Paalua, jonka pituus on 12.0 m tai pienempi ei saa kuitenkaan jatkaa, vaan se on lyötävä jatkamattomana. Aikaisemmin käytettiin teräsbetonipaalun jatkamiseen yleisesti ns. holkkijatkosta. Nykyisin on tämä jatkos jäämässä pois käytöstä. Paalulle sallittua jännitystä on vähennettävä holkkijatkosta käyttäen 20 % kutakin jatkosta kohden. Yleensä paalussa sallitaan tällaisia jatkoksia 2...3 kappaletta. Nykyisin käytetään teräsbetonipaalujen jatkamiseen momenttijäykkää ja vetoa kestävä jatkosta. Jatkos on yleensä yhtä luja kuin paalu. Jatkosten vuoksi ei

sallittuja jännityksiä tarvitse vähentää. Myöskään jatkosten lukumäärälle ei aseteta ylärajaa. Tällaisen jatkoksen on kuitenkin oltava tähän tarcoitukseen hyväksytty ja käytännössä hyväksi havaittu.

Teräspaaluun jatcos on tehtävä lyöntirasituksia silmälläpitäen yhtä lujaksi kuin itse paalu. Sallittua jännitystä ei näin ollen tarvitse vähentää jatkoksien vuoksi.

2.314 PAALUN PITUUS

Jos paalun pituus on pienempi kuin 5 m, on paalun sallittua jännitystä vähennettävä 20 % jokaista metriä kohti, jonka paalun pituus alittaa 5 m. Alle 3 m pituisia paaluja ei ole syytä käyttää, eikä lähteä laatimaan suunnitelmia tältä pohjalta. Jos paaluja lyöessä paaluryhmässä kuitenkin eräät paalut jäävät lyhyemmiksi kuin 3 m, voidaan poikkeustapauksissa käyttää jopa 2 m pituisia paaluja. Tällöin on ryhdyttävä erikoistoimenpiteisiin paalua lyöessä niin, että paalu saavuttaa kantavan pohjan ehjänä, saa riittävän sivutuen eikä nouse viereisiä paaluja lyöessä. Paalulle voidaan sallia tällöin sama jännitys kuin 3.0 m pituisille paaluille. Paalun pää on syytä jättää hieman normaalia pitempänä paaluanturan sisään (20...30 cm).

Erikoispaaluja käytettäessä ei sallittua jännitystä yleensä pienennetä paalun pituuden jäädessä alle 5.0 m. Paalun minimipituus on ratkaistava tapaus tapaukselta. Esim. kallioon ulottuva kaivinpaalu voi periaatteessa olla miten lyhyt hyvänsä, käytännössä kuitenkin 1...1.5 m.

2.315 POIKKEAMAT PAALUN SUUNNASSA JA SIJAINNISSA

Periaatteessa on lähdettävä siitä, että mitä suurempiläpimittaisia paaluja käytetään ja mitä vähäisempi on paalujen lukumäärä (suuret yksikkökuormat paaluille) sitä tarkemmin on paalut pyrittävä sijoittamaan suunnitelmien edellyttämiin paikkoihin ja kaltevuuteen. Suunnitelmissa on sen vuoksi syytä esittää tarkkuusvaatimukset niin paalujen sijaintiin kuin kaltevuuteen nähden, elleivät seuraavassa esitettävät käytännön normaalioloissa saavutettavat tarkkuudet riitä. Sillanrakennustöiden yleisen työselityksen mukaan saa puu- ja teräsbetonipaaluun pään asema katkaisutasossa poiketa enintään 30 cm suunnitelman edellyttämästä sijainnista. Kuitenkin saman suuntaisten paalujen muodostaman ryhmän painopisteakseli saa paalujen katkaisutasossa poiketa sillan pituussuunnassa enintään 10 cm ja poikkisuunnassa enintään 15 cm suunnitelman edellyttämästä teoreettisesta asemasta. Yksittäisten paalujen kaltevuus ei saa poiketa enempää kuin 2 cm 100 cm matkalla suunnitelman edellyttämästä kaltevuudesta.

Kun kysymyksessä ovat suurehkoja yksikkökuormia kantavat erikoispaalut, ei yksittäisten paalujen sijainti yleensä saa poiketa enempää kuin 10 cm suunnitelman edellyttämästä paikasta, eikä kaltevuus saa poiketa suunnitellusta enempää kuin 1.5...2.0 cm 100 cm matkalla. Jos suurempaa tarkkuutta tarvitaan, on siitä paalutuspiirroksessa mainittava.

Jos poikkeamat ovat edellä tai suunnitelmissa esitettyjä suurempia, on paaluryhmä tarkistettava staattisten laskelmien perusteella sekä määritettävä mahdollisesti tarvittavat lisäpaalut ja niiden sijainti tai mikäli paaluryhmässä on vielä lyömättömiä paaluja, määritettävä niiden sijainti uudelleen tilannetta vastaavaksi. Tämä jälkimmäinen menettely soveltuu nimenomaan erikoispaaluille niiden suurten yksikkökuormien ja lisäpaaluista aiheutuvien suurten kustannusten vuoksi.

2.316 RAKENTEN LAATU

Talonrakennuksessa on rakenteiden oman painon osuus yleensä ratkaiseva hyötykuormiin verrattuna, ja kuormitusvaihtelut ovat vähäiset. Paaluille voidaan käyttää normaalisti sallittuja jännityksiä. Eräissä tapauksissa on sallittuja jännityksiä kuitenkin syytä pienentää tai paalujen loppulyöntivaatimuksia tiukentaa. Esimerkiksi nosturiradan rakenteiden omapaino on suhteellisen pieni liikkuvaan kuorman verrattuna. Kun kuormitus vaihtelee jatkuvasti nosturin liikkuessa oman painon ja täyden kuorman välillä, saattaa vähäinenkin muodonmuutos paaluissa kutakin kuormituskertaa kohti johtaa aikaa myöten merkittäviin painumiin ja vaurioihin.

Sillanrakennuksessa on paalujen sallittuja jännityksiä määritettäessä otettava huomioon konsolidoitumiset ja tiivistymisestä aiheutuva negatiivinen vaippahankaus sekä eri syistä paaluille aiheutuvat horisontaali-

kuormitukset eri kerroksissa. Painumat ja maanpaine kehittyvät ajan mittaan. Esimerkiksi jos kiilamaisen, kokoonpuristuvan savikerroksen päälle on ajettu rakennustyön yhteydessä täyterakennus, saattaa tilanne maapohjassa muodonmuutoksiin ja jännityksiin nähden olla rakentamisen aikana ja välittömästi sen päätyttyä aivan toinen kuin vuosia sillan valmistumisen jälkeen. Vesistötiloissa on otettava huomioon myös eroosion ja vedenpinnan laskun vaikutus. Usein-kaan ei riitä, että edellä esitetyt seikat kuitataan pienentämällä paaluille sallittuja jännityksiä, vaan on ne otettava huomioon ei yksin paalutus-suunnitelmaa vaan koko rakennus-suunnitelmaa laadittaessa. Kun on kysymys tavallisista kuormista, voidaan käyttää sallittuja maksimijännityksiä ja poikkeuksellisen kuorman ollessa kyseessä voidaan niitä korottaa 20 %:lla.

Tienrakennuksessa ei rakenteen painumisella ole samaa merkitystä kuin talon- ja sillanrakennuksessa. Monesti voidaan sallia esim. pengerpaalutuksissa useinkin cm jopa 10... 20 cm painumia ilman suurempaa haittaa. Näin ollen voidaan tinkiä paalujen lyöntivaatimuksista ja sallia suurempia jännityksiä paaluille kuin sillan- ja talonrakennuksissa.

2.32 SALLITUT JÄNNITYKSET ERILAISSA RAKENTEISSA

Kuten edellä on esitetty, vaikuttavat monet seikat paaluille sallittuihin jännityksiin. Tärkeintä on, ettei

valmiissa rakenteessa synny sellaisia painumia, jotka alentavat käyttöarvoa tai aiheuttavat korjaustöitä. Usein korjaustyöt saattavat olla erittäin vaikeita suorittaa. Epävarmoissa tapauksissa on syytä tutkia asia riittävän perusteellisesti ennen lopullista ratkaisua.

2.321 TALONRAKENNUS

Nykyisin voimassaolevien pohjarakennuksen normien (vuodelta 1964) mukaisesti, jotka on tarkoitettu lähinnä talonrakennusta varten, on puisen ja teräsbetonisen tukipaalun sallittu suurin puristusjännitys 50 kp/cm². Milloin olosuhteet edellyttävät, on jännitystä vähennettävä edellä esitetyn mukaisesti. Vain erikoistapauksissa voidaan tästä poiketa ja käyttää suurempia jännityksiä. Tällöin on kuitenkin luotettavasti selvitettävä, että paalujen laatu, paalutustyön suoritus ja maapohjan kantavuus vastaavat riittävällä varmuudella korotettuja paalukuormia. Paalun kantavuus on lisäksi yleensä koekuormituksin todettava. Sallittuja jännityksiä pyritään tulevaisuudessa nostamaan luomalla mm. kaksi paaluluokkaa. Tämä tapahtuu kuitenkin vasta sen jälkeen, kun Suomen Geoteknillisen Yhdistyksen paalutuskomitea on aikaansaanut paalutusohjeet ja niitä voidaan noudattaa, ja kun koulutustoiminnalla on luotu tähän riittävä kyp-
syys.

Kitkapaalun sallittu jännitys voidaan määrittää koekuormitusten perusteella ottaen huomioon murtuma-
vaara ja painuman suuruus. Sallittu

jännitys voidaan määrittää myös koepaalutusten ja luotettavien paalutuskaavojen avulla, kun kaavoista on kokemusta samanlaisissa pohjasuhteissa suoritetuista paalutuksista. Seuraavassa esitettävää paalutuskaavaa (103) voidaan käyttää tässä mielessä murtokuormituksen arvioimiseen sekä myös loppulyöntiarvojen määrittämiseen. Lasketun murtokuorman on oltava vähintään kolme kertaa suurempi kuin sallitun kuormituksen. Suurin jännitys paalun poikkipinnalla saa olla enintään 50 kp/cm² eli sama kuin edellä tukipaaluille on esitetty. Kaava on lisäksi voimassa vain silloin, kun paalun pysyvä painuma on keskimäärin enintään neljä kertaa suurempi kuin mitä vastaavanlaisten tukipaalujen loppulyöntejä lyötyessä on kohdassa 3.541 ”paalujen maahanlyönti ja suojaus” taulukossa esitetty.

(103)

$$P_{\text{murto}} = 0.8 \frac{k h}{e + \frac{c}{2}} W_H \left(1 - 0.1 \frac{W_p}{W_H} \right)$$

- k korjauskerroin, k = 1.0, jos järkäle putoaa täysin vapaasti, k = 0.8, jos järkäle on yksinkertaisen köyden varassa
- h järkäleen pudotuskorkeus (cm) ei saa olla suurempi kuin 50 cm
- W_H järkäleen paino (Mp)
- W_p paalun paino mukaan lukien iskutyynyn ja mahdollisen apupaalun painon (Mp)
- e pysyvä painuma viimeisellä iskulla (cm)
- c maan, paalun ja mahdollisen apupaalun jousto (cm)

Milloin jouston mittausta ei syystä tai toisesta voida suorittaa, voidaan

jouaston suuruus arvioida, kun paalutuskalusto tunnetaan, kaavasta (104).

$$(104) c = \frac{P_m L_E \cdot 10^5}{A_p E_p} + \frac{P_m L_a \cdot 10^5}{A_a E_a}$$

$L_E = W_H/w_p =$ ekvivalentti paalunpituus, (w_p = paalun paino juoksumetriä kohti) jolla otaksutaan olevan sama jousto kuin paalulla maalla yhteensä.

L_a apupaalun pituus (m)
 A_p paalun poikkileikkausala (cm^2)

A_a apupaalun poikkileikkausala (cm^2)

E_p ja E_a paalun ja apupaalun kimmoduulit, jotka voidaan otaksua: puu $E = 100\,000$ kp/cm^2 , betoni $E = 300\,000$ kp/cm^2 ja teräs $E = 2\,100\,000$ kp/cm^2

Koheesiopaalulle sallittu kuormitus määritetään murtokuorman perusteella ottaen huomioon edellä kohdassa 2.311 "koheesiopaalu" esitetty. Sallittu kuorma on yleensä $1/3$ tavallisen kuormitustapauksen ja $1/2$ harvinaisen kuormituksen vallitessa murtokuormasta. Murtokuorma puolestaan voidaan määrittää koekuormitusten tai maa-aineksen "kuivattamattoman" leikkauslujuuden perusteella esim. kaavasta (105) (Janbu—Bjerrum—Kjærnsli, 1964 Norges Geotekniske Institut Publikation 16).

$$(105) P_m = A_0 s_0 + 9 A_1 s_a$$

P_m koheesiopaalun murtokuormitus (Mp)
 s_0 keskimääräinen leikkauslujuus ("kuivattamaton") paalun vaippapinnalla (Mp/m^2)

A_0 paalun toimivan osan vaippapinta-ala (m^2)
 s_a leikkauslujuus paalun kärjen tasossa (Mp/m^2)
 A_1 paalun kärjen pinta-ala (m^2)

Teräspaalun sallittu jännitys riippuu siitä, miten luotettavasti sen kärki saadaan kallioon. Pieniläpimittaisille $\varnothing 25 \dots 50$ mm pyöröterästangoille voidaan sallia yleensä jännitystä $100 \dots 300$ kp/cm^2 pienehköissä ja keveissä rakenteissa, esim. omakotitaloissa. Käytettäessä massiivista teräspaalua (sivumitta $70 \dots 150$ mm), jonka kärki vahvistetaan kovahitsaamalla sellaiseksi, että se paalua lyödessä murskaa kallionpintaan luotettavan syvennyksen kärjelle, voidaan paalulle sallia jännitystä olosuhteista riippuen $400 \dots 600$ kp/cm^2 .

Sallittu jännitys riippuu myös syöpymisvaarasta, ks. kohta 3.541 ja nurjahduksesta. Massiivisen teräspaalun sallittu kuorma P_n on nurjahdus huomioonottaen

$$(106) P_n = 2 \sqrt{CAEI}$$

P_n sallittu paalukuorma nurjahdus huomioon ottaen
 C maan jousivakio, likimäärin $20 \cdot s$, kun s on maan leikkauslujuus
 A poikkileikkausala
 EI paalun jäykkyys

Vetokuormitusta voidaan kitkamaasaa sallia jatkamattomille tai vetoa kestävillä jatkoksilla varustetuille paaluille. Harvinaisen kuormitustapauksen kyseessä ollen sallittu vetokuormitus on 1 Mp, kun paalun pituus on 5.0 m, 2 Mp paalun pituuden ollessa 7.0 m ja 4 Mp paalun ollessa 12.0

m tai pitempi. Väliarvot voidaan interpoloida. Koheesiopaaluissa ei em. kuormitus saa myöskään ylittää koheesiopaaluille edellä sallittua kuormitusta. Silloin kun vetokuormitus ylittää edellä esitetyt arvot, on kuitenkin tapaus ratkaistava geoteknillisten selvitysten perusteella ja tarvittaessa koekuormitusten avulla.

Erikoispaaluille sallitut jännitykset riippuvat suuresti paalutyypistä, kuten edellä on esitetty. Suurin sallittu jännitys on yleensä sama kuin normaalien teräsbetonipaaluja, nykyisin 50 kp/cm^2 .

2.322 SILLANRAKENNUS

Tavallisten kuormitusten kyseessä ollen sallitaan samat jännitykset paaluille kuin talonrakennuksessakin, vrt. kohta 2.321. Harvinaisten kuormitusten kyseessä ollen sallitaan tukija kitkapaaluille 20 % suurempi jän-

nitys kuin tavallisten kuormitusten kyseessä ollen.

2.323 TIENRAKENNUS

Tienrakennuksessa voidaan sekä puu- että teräsbetonipaaluille sallia jännitystä $70 \dots 80 \text{ kp/cm}^2$ olosuhteista ja tapauksesta riippuen, vrt. kohta 3.164. Usein käytetään arvoa 75 kp/cm^2 , mikä merkitsee 50 % korotusta pohjarakennusnormien (1964) mukaisiin jännityksiin.

2.324 MUUT RAKENTEET

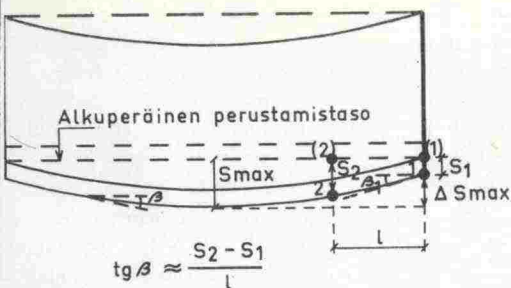
Satama-, pylväs-, masto- ja muissa rakenteissa, jotka eivät varsinaisesti kuulu edellä esitettyihin rakenneryhmiin, voidaan soveltaa edellä esitettyjä sallittuja jännityksiä riippuen siitä, miten arkoja rakenteet ovat painumille tai siirtymille.

2.4 Rakenteille sallituista painumista

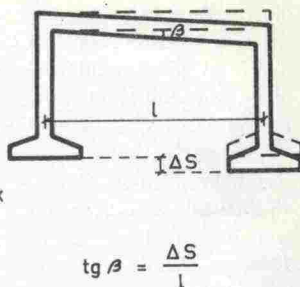
Maapohjalle perustettu rakenne joutuu yleensä aina kokemaan pohjaan muodonmuutoksia, jotka useimmiten ilmenevät rakenteen painumina ja rakenteen eri osien välisinä painumaeroina sekä niistä aiheutuvina taipumina (kulmanmuutoksina). Rakenteen vaurioitumisen kannalta painumien absoluuttisilla arvoilla ei ole ratkaisevaa merkitystä, vaan tärkeimpiä ovat rakenteen eri osien väliset painumaerot ja painumaerojen jyrkkyys. Painumaeron jyrkkyyttä kuva-

taan ns. kulmanmuutosarvolla ($\text{tg}\beta$). Kulma β on rakenteen tietyn perustuslinjan (esim. seinälinjan) taipumaviivan tangentin ja linjan alkuperäisen suunnan välinen kaltevuuskulma (ks. kuva 83). Pilareille perustetun rakenteen kulmanmuutosarvo lasketaan jakamalla kahden vierekkäisen pilarin painumaero pilarien välimatkalla. Tarkoituksenmukaisella perustamisvalla voidaan vaikuttaa painumien suuruuteen, mutta kokonaan niitä ei useinkaan pystytä eliminoimaan eikä

a) yhtenäinen perusmuuri



b) yksittäisperustukset



Kuva 83:

Rakenteen painuma (S), painumaero (ΔS) ja kulmanmuutos (β).

se aina ole taloudellisesti tarkoituksenmukaistakaan. Seuraavassa on aluksi tarkasteltu lyhyesti tärkeimpiä sallittujen painumien suuruuteen vaikuttavia tekijöitä ja sen jälkeen on esitetty ohjeellisenä eräiden tavallimpien rakenteiden yhteydessä sallittuja painuma-arvoja.

2.41 SALLITUN PAINUMAN JA KULMANMUUTOKSEN SUURUUTEEN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

Kuinka suureksi painumat ja kulmanmuutokset saavat nousta, ennenkuin ne aiheuttavat rakenteelle sen käyttöä haittaavia vaurioita, riippuu lähinnä kyseessä olevan pohjamaan laadusta sekä itse rakenteen luonteesta, laatuvaatimuksista ja suhteesta ympäristöönsä.

2.411 POHJAMAAN LAADUN MERKITYS

Pohjamaan laadun vaikutuksen selvittämiseksi on tarkasteltava toisaalta

pehmeiden ja yleensä homogeenisempien koheesiomaiden ja toisaalta epähomogeenisempien kitka- ja moreenimaalajien painumisominaisuuksia. Maalajista riippumatta on maaperän homogeenisuudella sinänsä myös tärkeä merkitys.

Koheesiomaan kokoonpuristumiselle on ominaista, että se tapahtuu hitaasti useiden vuosien, jopa vuosikymmenien kuluessa. Rakenteen sallittujen painumien suhteen tällä on merkitystä sikäli, että rakennusmateriaalit sietävät paremmin muodonmuutoksia, jos muodonmuutosnopeus on pieni. Toinen koheesiomaalle luonteenomainen piirre on se, että painumaerot ja kulmanmuutokset kehittyvät loivapiirteisiksi (juoheiksi) ja rakenteet saattavat sietää huomattavan suuria maksimipainumia. Täysin homogeenisella maaperällä ja tasisella, symmetrisellä kuormituksella saattaa esim. rakennuksen painumaero olla vain 20 % maksimipainumasta. Yleensä voidaan sanoa, että rakennuksen painumaero homogeeni-

sella koheesiomaalla on noin 25... 50 % maksimipainumasta (Helene-lund 1960).

Kitka- ja moreenimaalajeissa tapahtuvat rakenteiden aiheuttamat painumat suhteellisen nopeasti, usein jo rakennusaikana. Painumat ovat usein epätasaisia ja kulmanmuutokset suuria. Rakennusten painumahavaintojen yhteydessä on todettu, että painumaero saattaa kitkamaassa olla jopa 75 % maksimipainumasta (Helene-lund 1957). Painumisen nopeus toisaalta tekee mahdolliseksi eliminoida painumien haitallisia vaikutuksia tarkoituksenmukaisella rakentamisyhteyksellä ja esikuormitusmenettelyillä.

Maakerrosten homogeenisuuteen siinänsä on kaikissa olosuhteissa kiinnitettävä erityistä huomiota, koska epähomogeenisuudet suurentavat välittömästi painumaeroja. Äärimmäisissä tapauksissa saattaa painumaero olla yhtä suuri kuin maksimipainuma (esim. osittain kalliolle perustettu ja osittain maanvarainen rakenne).

2.412 RAKENTEEN LAADUN MERKITYS

Rakenteen laadun vaikutus sallituihin painumiin riippuu lähinnä rakenteen maapohjalle aiheuttamien kuormien jakaantumisesta, rakenteen jäykkyydestä sekä herkkyydestä painumien haitallisille vaikutuksille.

Jos kokoonpuristuvalla pohjamaalla tehtävän rakenteen alustalleen aiheuttamat kuormitukset jakaantuvat tasaisesti ja symmetrisesti koko rakenteen alueelle, on mahdollista, että painumatkin kehittyvät tasaisesti,

ellei muita häiriötekijöitä (esim. kuormituspinnan muoto, maan epähomogeenisuus) ole vaikuttamassa. Huomattakoon, että rakenteen ympäristöön usein tulevat maatyöt sekä pohjavedenpinnan alennus ovat myös painumia aiheuttavia kuormituksia varsinkin pehmeillä savimailla.

Tasaiseen painumiseen voidaan pyrkiä myös suunnittelemalla rakenteen niin jäykäksi, että siihen ei painumista huolimatta muodostu taipumia eikä halkeamia. Tällaiseen rakenteeseen saattaa kyllä tulla huomattavia painumaeroja siten, että rakenne kokonaisuudessaan kallistuu. Rakenteen ulkonäkö kärsii kallistumisesta ja samalla se saattaa tulla käyttötarkoitukseensa huonosti sopivaksi. Jäykän, massiivisen rakenteen sallitun painuman suuruutta rajoittava tekijä saattaa olla myös rakenteen liittyminen ympäristöönsä sekä muihin eri tavalla painuviin rakenteisiin (esim. asuinrakennus ja siihen liittyvät putkijohdot). Sama koskee luonnollisesti myös yksittäisperustuksilla olevia rakenteita.

Jos kyseessä oleva rakenne on korkealuokkainen ja arvokas (esim. julkinen rakennus) tai staattisilta ominaisuuksiltaan herkkä painumien haitallisille vaikutuksille (esim. staattisesti epämääräinen rakenne), ovat sallitut painumat huomattavasti pienempiä kuin tavallisissa rakenteissa. Edelleen voidaan todeta, että puurakenteet ovat yleensä joustavampia ja sietävät suurempia painumia kuin vastaavat betoni- ja tiilirakenteet. On luonnollista, että joustavissa maarakenteissa sallitut painumat ovat aivan

oista luokkaa kuin mitä talon- ja
illanrakennuksessa sallitaan.

2.42 SALLITUT PAINUMAT JA KULMANMUUTOKSET ERI- LAISISSA RAKENTEISSA

Yleispätevien numeroarvojen esit-
äminen sallituille painumille ei ole
mahdollista, koska ne määräytyvät
kussakin tapauksessa ratkaisevasti lä-
hinnä pohjasuhteista, rakenteen luon-
teesta ja suhteesta ympäristöönsä se-
kä painumalaskelmien tarkkuudesta.
Tavallisimpien rakenteiden osalta
voidaan kuitenkin esittää eräitä
suuntaa-antavia, ohjeellisia arvoja.

2.421 TALORAKENTEILLE SAL- LITUT PAINUMAT

Tavallisia asuin- ja toimistoraken-
teuksia koskeneissa tutkimuksissa on
todettu, että rakennukseen syntyy
arkkitehtonisia vaurioita, jos kahden
pisteen välisen painumaeron perus-
teella laskettu kulmanmuutosarvo
 $tg\beta > 1:300$ (Brinch Hansen, Lund-
gren 1960). Arkkitehtonisilla vau-
rioilla tarkoitetaan pienehköjä halkea-
mia, joilla on merkitystä lähinnä ra-
kennuksen ulkonäön kannalta. Tällai-
sia vaurioita sallitaan jossakin mää-
rissä, jos niiden välttäminen aiheuttaisi
huomattavia lisäkustannuksia ja mi-
näkään se rakennuksen luonteen hu-
omioon ottaen on mahdollista. Kon-
struktiivisia vaurioita syntyy, jos em.
kulmanmuutosarvo $tg\beta > 1:150$.
Konstruktiivisia vaurioita ei sallita,
koska ne vaarantavat koko rakennuk-
sen turvallisuuden. Em. kulmanmuu-

toksen raja-arvoihin on suunnitteli-
jan sovellettava olosuhteet huomioon
ottaen riittävän suurta varmuusker-
rointa (≥ 1.5). Käytännöllisenä
suunnitteluohjeena on tavallisissa ra-
kenteissa usein pidetty arvoa $tg\beta$
 $sall \leq 1:500$.

Painumakriteerioksi soveltuu hyvin
myös rakennuksen suurin painuma-
ero. Em. tutkimusten mukaan voi-
daan tavallisissa yksittäisperustuksille
tehdyissä talonrakennuksissa sallia
seuraavat painumaerot (ΔS):

$$\begin{array}{ll} \text{koheesiomaalla} & \Delta S_{sall} \leq 3.0 \text{ cm} \\ \text{kitkamaalla} & \Delta S_{sall} \leq 2.0 \text{ cm} \end{array}$$

Rakenteen maksimipainumalla ei
ole rakennusvaurioiden suhteen sa-
maa merkitystä kuin suurimmalla pai-
numaerolla ja kulmanmuutoksen raja-
arvoilla. Sallitun maksimipainuman
suuruus on arvioitava kussakin ta-
pauksessa erikseen. Painumaerojen,
kulmanmuutosten ja maksimipainu-
man suhteesta tehtyjen havaintojen
perusteella voidaan yksittäisperustus-
ten ollessa kyseessä tavallisissa talon-
rakennuksissa yleensä sallia seuraavat
painumat (S_{maks}):

$$\begin{array}{ll} \text{koheesiomaalla} & S_{maks} \leq 5.0 \text{ cm} \\ \text{kitkamaalla} & S_{maks} \leq 2.5 \text{ cm} \end{array}$$

Yhtenäiset, massiiviset rakennuk-
set, joihin syntyy painumaeroja vain
koko rakennuksen kallistumisen joh-
dosta, sietävät suurempia painumia.
Käytännöllisenä ohjeena voidaan pitää
kaksinkertaisia yksittäisperustuksille
sallittuja maksimipainuman arvoja.
Pientalojen kallistumisesta on eräässä
ruotsalaisessa tutkimuksessa (Half-
varsson, Söderlund 1964) todettu,

että asuminen tulee epämukavaksi, jos lattian kaltevuus on $> 7_{0/100}$. Tähänkin raja-arvoon on sovellettava olosuhteiden perusteella riittävän suurta varmuuskerrointa (≥ 1.5).

2.422 SILLOILLE SALLITUT PAINUMAT

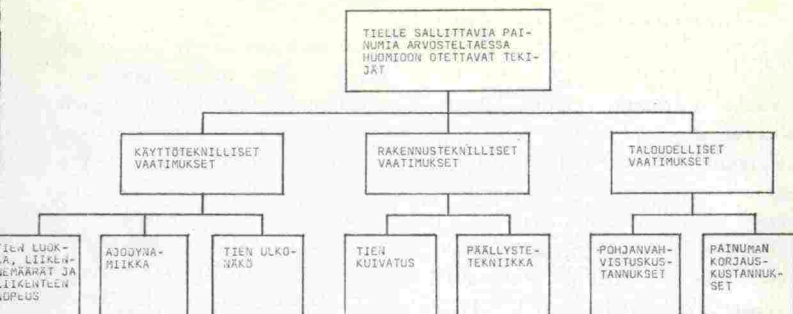
Siltojen sallituille painumille asetavat pääasiassa rakenteelliset seikat määrättyjä rajoituksia. Jos emme ota huomioon koko sillan tasaista painumaa, aiheutuu perustusten siirtymisestä yleensä rakenteisiin lisäjännityksiä. Ulkoisesti staattisesti määräämätömissä siltarakenteissa muuttaa pienikin painuma- tai siirtymäero välittömästi rakenteen jännitystilaa. Mutta myös yksinkertaisissa laatta- ja palkkisilloissa syntyy usein vastaavia lisäjännityksiä esimerkiksi tukien kallistumisesta sivusuunnassa. Maatukien kallistuminen silta-aukkoon päin, joka on yleisimpiä epätasaisesta painumasta johtuvia ilmiöitä, on samoin haitallinen, jos se ylittää liikuntasau-
massa olevan liikevaran.

Jännitystilän suuruuteen vaikuttavat painumaeron absoluuttisen arvon lisäksi sekä rakennetyyppi että rakenneosien jäykkyysuhteet, so. materiaalin kimmomoduuli ja rakennemitat. Pääasiassa näistä johtuu rakenteen herkkyys ko. lisäjännityksille. Kun käytännöllisesti katsoen siltojen sallitut painumat tulevat lukkoonlyödyiksi jo suunnitteluvaiheessa, olisi tämä herkkyys myös aina tarkistettava, koska sillä on suuntaa antava merkitys sekä rakennetyypin että perustusten jäykkyysasteen valinnassa.

Ennakolta suoritetuilla painumalaskelmilla tuskin koskaan kuitenkaan pystytään tarkalleen arvioimaan todellisuudessa tapahtuvien painumien ja painumaerojen määrää.

Painumisesta syntyvä siirtymätila on rakenteiden kantavuuden kannalta tyypillinen kuorma. Kuormitusnormeissa on yleismaininta, että tukien siirtymisen vaikutus on tutkittavissa tapauksissa, missä siirtymä aiheuttaa rakenteeseen lisärasituksia ja se on otettava laskelmissa huomioon. Siltoja koskevana yksityiskohtaisena ohjeena on lisäksi mainittu, että tukien epätasainen siirtymä pysyvien kuormien vaikutussuunnassa on otaksuttava ainakin 1 cm suuruiseksi, mikäli tarkempi painumaselvitys ei edellytä suurempaa arvoa. Tämä merkitsee sitä, että kalliolle perustettuja siltoja lukunottamatta kaikki sillat on suunniteltava sellaisiksi, joissa edellä mainittu epätasainen painuma on normaalioloissa sallittu.

Sallitun tasaisen painuman arvioimiseksi ei voida antaa yleispätevää ohjetta. Sen suuruuteen vaikuttaa perustamistavan jäykkyys. Eräissä tapauksissa voi geometrisilla seikoilla, tienpinnan epätasaisuudella ja alikukorkeuden pienenemisellä olla merkitystä rajoittavina tekijöinä. Alikukorkeusvaatimus on kuitenkin vain vesistösiltoissa ehdoton. Sen sijaan painumista johtuva tienpinnan epätasaisuus on seikka, johon olisi eräissä tapauksissa syytä kiinnittää enemmän huomiota. Usein nimittäin sillan sallittua kokonaispainumaa on rajoitettu liikaa, niin että silta on jäänyt koholle tien painuessa sen molemmin



Kuva 84:

Tielle sallittavia painumia arvioitaessa on otettava huomioon useita tekijöitä.

puolin. Varsinkin lyhyissä silloissa tämä ilmiö on liikenteen kannalta epämiellyttävä. Siitä syystä olisikin pieniä siltoja, kuten alikulkukäytäviä jms. suunniteltaessa pyrittävä siihen, että siirryttäessä penkereeltä sillalle perustuksen jäykkyysastetta ei tarvitse sanottavasti muuttaa.

2.2.23 TIELLE SALLITUT PAINUMAT

Tien pintaan syntyy epätasaisuuksia eri syistä, kuten pohjamaan painumisesta, roudasta, penkereen tiivistysvirheistä ja muista rakennevirheistä. Kolmesta jälkimmäisestä on suunnittelua ja rakentamista varten olemassa yksityiskohtaiset ohjeet, jotka oikein noudatettuina takaavat verraten hyvän laatutason tien tasaisuuden kannalta. Seuraavassa selvitetään, millaiseen laatutason tulisi pyrkiä pohjamaan painumisesta johtuvien epätasaisuuksien suhteen.

Tielle sallittavat painumat muodostuvat geoteknisessä suunnittelussa usein ratkaisevaksi tekijäksi pehmeik-

köalueen pohjanvahvistustapaa valittaessa.

Sallittujen painumiensuuruuteen vaikuttavat tekijät.

Tielle sallittavia painumia arvioitaessa on otettava huomioon joukko tekijöitä, joista merkittävimmät (kuva 84) ovat:

- ajodynamiiikka
- ulkonäköseikat
- tien kuivatus
- päällystetekniikka ja painuman korjauskustannukset
- tien erikoisrakenteet (sillat ja rummut)
- pohjanvahvistuskustannukset

Tien luokasta, liikennemääristä ja liikenteen nopeudesta riippuen muodostuu jokin näistä tekijöistä mitoitettavaksi sallittavia painumia määriteltäessä.

Seuraavassa valotetaan kutakin osatekijää erikseen. Lopuksi esitetään yhteenvedonluonteinen suositus.

Tien pituussuuntaiset painumat ja ajodynamiikka

Merkittävä tekijä painumia tarkasteltaessa on niiden vaikutus tiellä liikkuvaan ajoneuvoon. Painumat vaikuttavat haitallisesti ajomukavuuteen. Suuret epätasaisuudet voivat heilauttaa autoa siinä määrin, että ajoneuvon hallinta vaikeutuu. On syytä huomata, että erityisesti raskas kuorma-autoliikenne kärsii huomattavasti painumista.

Edelleen painumat vaikuttavat liikenteen sujuvuuteen hidastaen ajonopeutta ja aiheuttaen jarruttelua ym. häiriötä liikenteelle.

Painuman vaikutus ajoneuvoon riippuu ratkaisevasti nopeudesta. Voi-

daan karkeasti arvioida, että painuman vaikutus ajoneuvoon on suhteessa nopeuden toiseen potenssiin. Tämän mukaan ajodynaamiset vaikutukset 120 km/h ajavaan autoon ovat nelinkertaiset 60 km/h ajavaan autoon verrattuna.

Tarkasteltaessa painumia ajodynamiikan kannalta voidaan kirjallisuuden mukaan määrittää pienin sallittu pystytason pyörityssäde. Se määräytyy pystysuorasta kiihtyvyydestä. Kirjallisuudessa on tälle annettu suurimmaksi sallituksi arvoksi $1/10 \dots 1/20 g$ ($1.0 \text{ m/s}^2 \dots 0.5 \text{ m/s}^2$). Tämän katsotaan olevan miellyttävän ja epämiellyttävän raja.

Tällöin saadaan taulukon 9 mukaiset minimiarvot pystytason pyörityssäteelle.



Kuva 85:

Painuma Helsingin—Turun moottoritiellä (Tarvontielle) kesällä 1967. Ajettaessa pienellä henkilöautolla 100 km/h tuntuu painuma selvästi, mutta ei ole vielä baitallinen. Ajettaessa 120 km/h on painuma jo selvästi baitallinen.

Taulukko 9. Pysytason pyöristyssäteen minimiarvot.

V (km/h)	1/10 g R (m)	1/20 g R (m)
80	480	960
100	750	1 500
120	1 080	2 160

Käytännön suunnittelutyössä on syntyvien kaarevuussäteiden arvioiminen jokseenkin mahdotonta. Sen sijaan pystytään laskemaan eri pisteiden painumat ja olettamaan painuman kulku näiden välillä suoraviivaiseksi. Käytännössä helposti laskettavissa oleva tien epätasaisuutta kuvaava luku on tällöin pituuskaltevuuden kulmanmuutos.

Yleisenä huomiona voidaan sanoa, että todellisuudessa painuminen ta-

pahtuu harvoin riittävän tasaisesti. Painuman alkuosa ja loppuosa ovat yleensä suhteellisen jyrkkiä, kun taas pohja on melko tasainen. Ajodynamiikkaa huomattavasti häiritsevät töyssyt ovat lyhyellä matkalla. Siltojen päät ja rumpupaikat muodostuvat myös usein ajodynamiikan kannalta haitallisiksi.

Kuvissa 85...87 on esitetty käytännön esimerkkejä painumista, jotka ovat osoittautuneet ajodynamiikan kannalta haitallisiksi.

Tien poikkisuuntaiset painumat ja ajodynamiikka

Painumien aiheuttamat poikkikaltevuuden muutokset vaikuttavat haital-



Kuva 86: Painuma Helsingin obikulkutiellä kesällä 1967. Painuma on hyvin epätasainen. Ajettaessa 100 km/h ajo tuntuu epämiellyttävältä, auto alkaa pomppia. Painuman loppupäässä rummun kohdalla takapyörät irtoavat tiestä. Suuremmilla nopeuksilla ajettaessa ajoneuvot heittelehtivät vaarallisesti. Kuorma-autoille painuma on hyvin haitallinen.

lisesti ajodynamiikkaan. Ajodynamiikan kannalta tarkasteltuna voidaan sallia tien pituussuuntaan toiselle tien reunalle 5 ‰ kaltevuuden muutos toiseen reunaan verrattuna. Poikkileikkauksen suunnassa voidaan tielle sallia 15 ‰ kulmanmuutos loivempaan suuntaan.

Tämän mukaan, jos tien alkuperäinen poikkikaltevuus on 5 ‰ , tulee sen olla vähintään 3.5 ‰ painumisen jälkeen. Vastaavasti jos alkuperäinen kaltevuus on 2.5 ‰ , se saa painumisen jälkeen olla 1 ‰ .

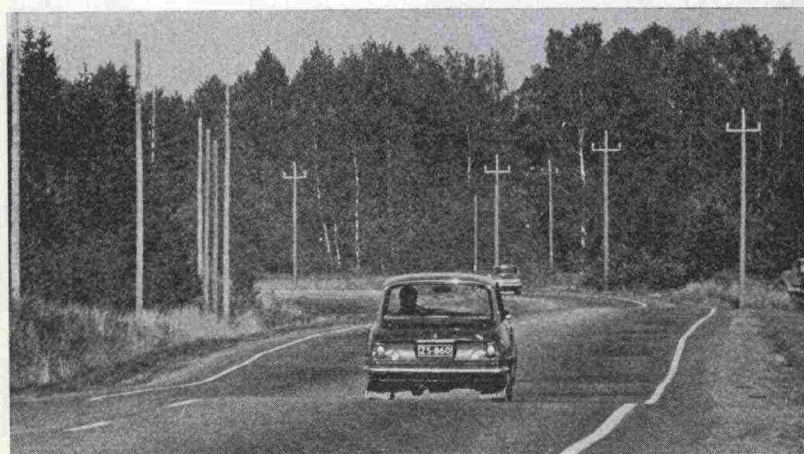
Painumien vaikutus tien ulkonäköön

Painumien vaikutusta tien ulkonäköön on tarkasteltu perspektiivikuvin (kuvat 88...90).

Kuvista voidaan päätellä, että painumat alkavat haitata tien ulkonäköä silloin, kun tie painuu $70 \dots 100$ metrin matkalla yli 30 cm . Tämä vastaa pituuskaltevuuden kulmanmuutoksena $n. 3 \dots 4 \text{ ‰}$. Ulkonäköön vaikuttaa haitallisesti myös se, että painumat eivät käytännössä ole koskaan niin teoreettisen joustavia ja taseisia kuin perspektiivikuvissa. Epätasaisuudet näkyvät hyvin herkästi tiellä, jolla on maalatut reunaviivat.

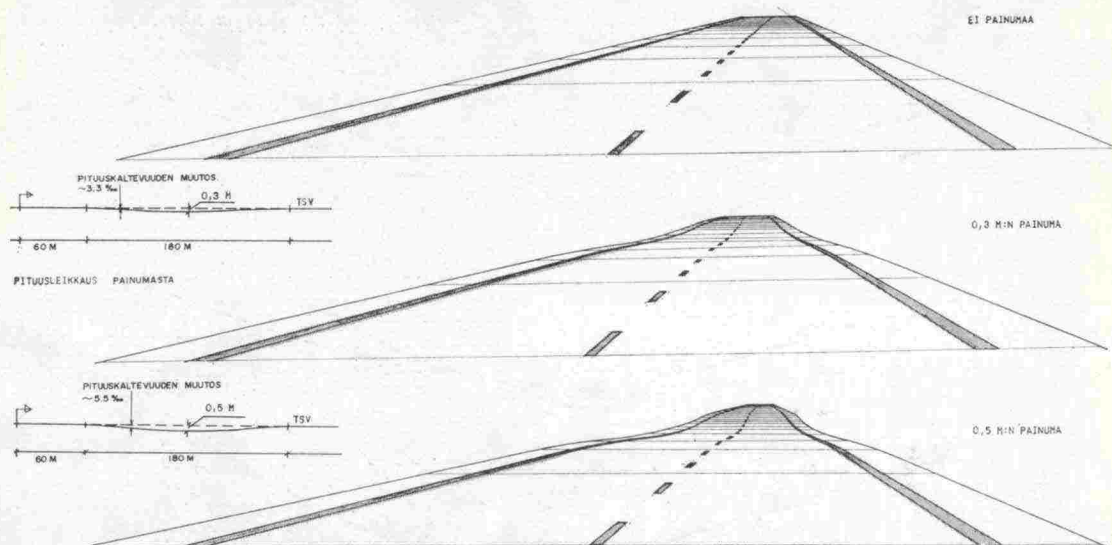
Alempiluokkaisilla teillä ei ulkonäköseikkoja tarvitse ottaa samassa määrin huomioon kuin korkealuokkaisilla teillä, koska tien elementit ovat pieniä eikä painuma niin helposti erotu niiden joukosta.

Perspektiivisistä syistä johtuen saatavat painumat näyttää pahemmilta

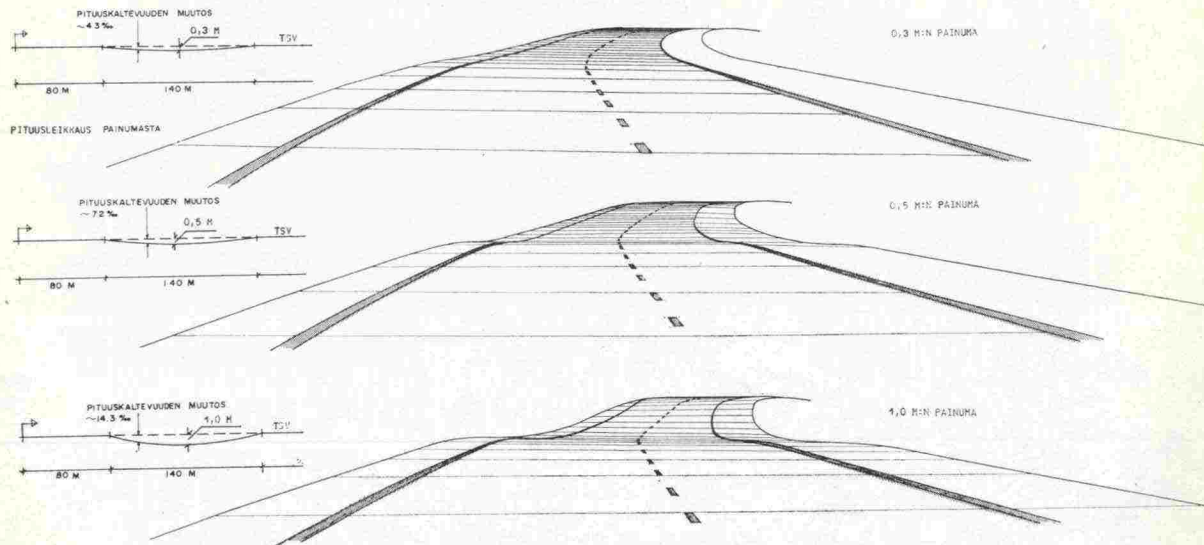


Kuva 87:

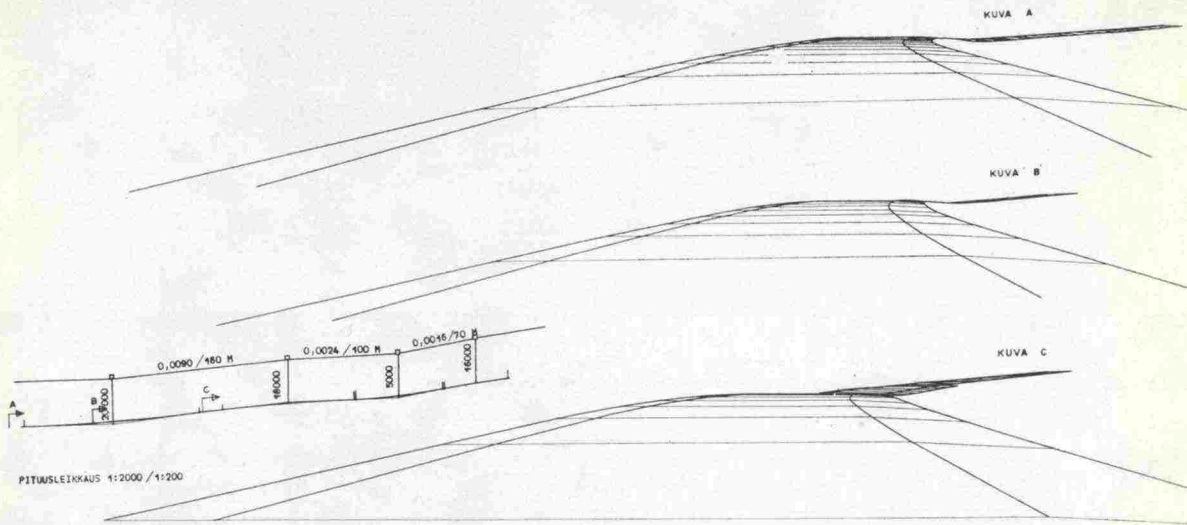
Painuma Helsingin ohikulkutiellä. Ajettaessa pienellä henkilöautolla 80 km/h painuma alkaa tuntua. Ajettaessa 100 km/h on painuma jo selvästi haitallinen. Ajettaessa 120 km/h tuntuu painuma erittäin selvästi ja auto pomppii painuman päättyessä. Painuma on $n. 120 \text{ m}$ pitkä, ja suurin syvyys $n. 45 \text{ cm}$.



Kuva 88:
Painumien vaikutus tien ulkonäköön suoralla.



Kuva 89:
Painumienvaikutus tien ulkonäköön kaarteessa.



Kuva 90:

Helsingin—Turun moottoritien (Tarvontien) korjatun tasauksen mukaisesti piirretty perspektiivikuva. Kuvasta voidaan todeta, että tiellä näyttää olevan painuma, vaikka tasauksessa on käytetty suhteellisen suuria elementtejä. Syy tähän on liian lähellä toisiaan olevat tasauksen taitepisteet. Samasta kohdasta Tarvontietä on kuva 91.

kuin ne todellisuudessa ovat. Tämä saattaa aiheuttaa korkealuokkaisilla, runsaasti liikennöidyillä teillä tien liikenteenvälityskyvyn tarpeetonta alenemistä (kuva 91).

Painumien vaikutus tien pintakuivatukseen

Tien pintakuivatus on tärkeää lätköitymisen ja talvella jäätiköitymisen estämiseksi. Erikoisen haitallisesti vaikuttaa painuma tiellä, jolla on korotettu keskikaista, jolloin painuman kohdalle reunakiven viereen muodostuu lätkäkö. Samoin voi kaksiajoraisella tiellä muodostua lätkäköitä tai tien poikki virtaavia puroja, mikäli painuma on keskikaistalla olevien sadevesikaivojen välillä.

Normien mukaan rakennetulla tiellä veden valumamatka saattaa olla jopa 100 m. Suositeltava viettokaltevuus on vähintään 0.5 ‰. Näiden tietojen perusteella voidaan päätellä painumien vaikutuksesta tienpinnan kuivatukseen seuraavaa:

- Suurehkot painumat (30...50 cm) aiheuttavat yleensä veden nopeamman poistumisen tieltä, koska painumat ovat aina jonkin verran epätasaisia.
- Pienet painumat (5...10 cm) saattavat loiventaa tien kaltevuussuhteita ja muodostua siten haitallisiksi pintakuivatuksen kannalta, sillä painumakohtiin voi muodostua lätkäköitä.



Kuva 91:

Tarvontie painuman johdosta korjatun tasauksen jälkeen. Kohta vaikuttaa painumalta ja näkyy selvästi, mutta itse asiassa se on niin loiva, että se ei erotu mitenkään tien yleisestä standardista tietä pitkin ajettaessa. Tätä valokuvaa kuten muitakin tässä esitettyjä valokuvia katsottaessa on otettava huomioon, että kuvaus on tehty kauko-objektiivilla, joka korostaa epätasaisuuksia.

Sadevesijohdoille sallittavat pituuskaltevuuksien muutokset

Tienrakennuksessa joudutaan varsinakin 2-ajorataisilla teillä käyttämään kuivatusta varten sadevesijohtoja. Tällöin joudutaan ratkaisemaan kysymys tielle tulevan painuman vaikutuksesta johtoihin.

Johtojen painumista tienrakenteissa ei voida kustannussyistä kokonaan välttää, vaan johdoille joudutaan sallimaan painumia.

Johtojen itsepuhdistuskyky, minimikaltevuus. Johtojen itsepuhdistuskyky on riippuvainen johtojen halkaisijasta ja niissä virtaavista vesimääristä.

Itsepuhdistuskyky määräytyy virtausnopeudesta putkessa. Lähtien vaatimuksesta, että virtausnopeuden tulee olla yli 0.45 m/s vedenkorkeuden ollessa neljäsosa putken halkaisijasta vesijuoksusta mitattuna, saadaan itsepuhdistuville sadevesijohdoille taulukon 10 osoittamat minimikaltevuudet ja normaalisti käytettävät kaltevuudet.

Taulukko 10. Sadevesijohdojen minimikaltevuudet ja normaalisti käytettävät kaltevuudet.

Putki (mm)	Minimikaltevuus (o/oo)	Normaali pienin kaltevuus (o/oo)
225	4.6	6.0
300	3.3	4.0
400	2.3	3.0
500	1.8	2.5
600	1.3	1.8
800	0.9	1.3
1 000	0.7	1.0

Kaltevuuden muutoksia tarkasteltaessa on lähtökohdaksi otettu itse-

puhdistusvaatimus ja sen edellyttämä minimikaltevuus.

Suurin sallittu virtausnopeus, maksimikaltevuus. Suurin sallittu virtausnopeus määrää johdon maksimikaltevuuden. Mikäli virtausnopeus ylittyy, putkistossa seuraa kulumista lähinnä veteen sekoittuneen hiekan vaikutuksesta. Kulutusvaikutuksen merkitystä lienee painotettu liikaa, sillä viemäriputkien yleisimmät syöpymis- ja kulumissyöt johtuvat aivan muista tekijöistä. Maksiminopeutena voidaan pitää 3.5 m/s, josta saadaan edelleen taulukon 11 mukaiset maksimikaltevuudet.

Taulukko 11. Sadevesijohdojen maksimikaltevuudet.

Putki (mm)	Kaltevuus (o/oo)
225	90
300	60
400	45
500	37
600	27
800	18
1 000	14

Johdoille sallittava pituuskaltevuuden muutos johtojen itsepuhdistuskyvyn ja suurimman sallitun virtausnopeuden perusteella. Moottoritien keskikaistan kuivatuksessa käytetään yleensä 225 ... 300 mm putkia. Suurin sallittu pituuskaltevuuden muutos pitää tutkia kussakin tapauksessa erikseen. Sallittuun kaltevuuden muutokseen vaikuttaa myös se, muuttuuko kaltevuus loivempaan vai jyrkempään suuntaan. Eräitä suuntaa antavia raja-arvoja on taulukoihin 10 ja 11 perustuen annettu taulukossa 12.

Taulukko 12. Johdoille sallittavia painumia.

Putki (mm)	Alkuperäinen kaltevuus (o/oo)	Suurin muutos loi- vempaan suuntaan (o/oo)	Suurin muutos jyr- kempään suuntaan (o/oo)
225	6.0	1.4	84.0
300	4.0	0.7	56.0
225	15.0	10.4	75.0
300	15.0	11.7	45.0

Jatkoksien kestävyiden aiheuttamat vaatimukset

Tasainen painuma:

Mikäli painuma on tasaista, ei joh-
tojen painumalle voida asettaa mi-
tään raja-arvoja, kunhan otetaan huo-
mioon johdon purkautumiskorkeus
laskuojassa tai vesistössä.

Epätasainen painuma:

Painumisesta aiheutuvaa kulman-
muutosta ei ole normitettu, mutta
suoritettujen tutkimuksien mukaan ei
5 % kulmanmuutos normien mukai-
sia putkia käytettäessä vielä aiheuta
vuotavia saumoja. Mikäli käytetään
erikoisvalmisteisia putkia, joissa on
syvämpi ulkoure ja paksumpi ti-
viste, voidaan sallia aina 10 % kalte-
vuuspoikkeama.

Pahin tilanne muodostuu, jos lii-
toskohdan molemmilla puolilla olevat
putket painuvat ja liitoskohta pysyy
paikallaan. Sallittu painuma on täl-
löin puolet edellisestä. Voidaan
todeta, että kumirengassaumattuja
putkia käytettäessä painumaerot erit-
tään harvoissa tapauksissa aiheutta-
vat putkiston liitoksissa haittoja.

Tien painumat ja päällystet-
etekniikka

Päällystetekniikka liittyy painuma-
aiheeseen kahdessa mielessä. Ensiksi-
kin on tiedettävä, millaisia painumia

tien päällysrakenne sietää vaurioitu-
matta. Toiseksi arvosteltaessa tietyn
painuman haitallisuutta täytyy tietää,
millä keinoilla ja kustannuksilla pai-
numa voidaan kunnossapito- ja uusin-
tapäällystysien yhteydessä korjata.

Konsolidaatiopainumien vaikutus. Pohjanmaan konsolidaatiopainu-
mat ovat hyvin harvoin siinä määrin
lyhytaaltovälisiä, että ne aiheuttaisi-
vat päällysteen vaurioitumisen. Poik-
keuksena on kuitenkin painuvan pen-
kereen liittyminen siltaan tai täysin
painumattomaan (paalutettuun) rum-
puun tai jyrkästi nousevaan kallioon.

Periaatteessa kesällä sattuvat pai-
numat ovat huomattavasti vaaratto-
mampia kuin talvella sattuvat, koska
kesällä päällystemassa on plastillisem-
paa.

*Liikenteen vaikutus painumavau-
rioihin.* Kun tielle rakenteellisten
seikkojen seurauksena on syntynyt
painumia tai muita muodonmuutok-
sia, aiheutuu tästä dynaamista lisä-
rasitusta myös tielle. Tien osalta ra-
situkset rajoittuvat pääasiassa pääl-
lysteeseen ja kantavaan kerrokseen.
Dynaamisten lisärasitusten seurauk-
sena syntyy syviä ja teräväreunaisia
kuoppia. Lisätekijänä vaurioitumi-
sessa on vesi, jota ajoneuvojen pyö-
rät "pumppaavat" päällysteeseen.

Painumien korjaaminen. Painumia ja vaurioita korjataan seuraavilla menetelmillä:

- pelkkä paikkausmassa (kuopat tai alle 10 cm painumat),
- tasausmassa + paikkausmassa (10...20 cm painumat),
- sepeli tai murskesora + paikkausmassa (yli 15...20 cm painumat).

Kantavan kerroksen sidottua yläosaa ei tarvita, mutta sen sijaan vaaditaan imeytys + liimaus.)

Numeroarvot ovat luonnollisesti vain suuntaa antavia, sillä korjaustavan valitsemiseen vaikuttavia tekijöitä on käytännössä useampia. Esim. murskesoran tai sepin käyttö ei kannata, jos sitä koko korjaustyön yhteydessä tarvitaan vain hyvin vähän.

Yleensä Ab ja SAb paikataan samalla massalla kuin itse päällyste. Paras paikkausmassa on kuitenkin valuasfaltti. Yleensä kuumat massat ovat olleet onnistuneita. Kylmillä massoilla (ÖS, BIS) on jouduttu tekemään väliaikaisia korjauksia paikoissa, joissa liikenneturvallisuuden vuoksi välittömät toimenpiteet ovat olleet väistämättömiä.

Korjaustöiden kustannukset. Normaali päällystemassa maksaa n. 35 mk/t, paikkausmassa keskimäärin 60 mk/t, monesti enemmänkin (2...5 kertaa normaali hinta). Edellisiin on lisättävä levityskustannukset. Paikkausmassan hinta riippuu täysin korjattavan kohdan sijainnista. Niin ikään suuret painumat ja korjaustyöt

tulevat tonnihinnaltaan halvemmiksi kuin pienet.

Korjaustöiden haitat. Korjaustöistä on seuraavat haitat:

- ulkonäkö usein epäedullinen
- ajoratamerkinnot uusittava
- työn aikana koituu liikenteelle haittaa
- rajakohtaan pyrkii jäämään kohouma tai purkautuma

Edelleen paksut bitumirikkaat kerrokset voivat deformatua liikennekuormituksen johdosta. Tämä voidaan välttää käyttämällä oikean laatuaisia massoja ja oikeita korjausmenetelmiä.

Päällysteen uusiminen. Päällysteen kertakaikkinen uusiminen saattaa tulla kysymykseen seuraavista syistä:

- kuormituskertalukulaskelmien edellyttämän kantavuuden vuoksi
- päällysteen kulutuskestävyyden vuoksi
- päällystevaurioiden suuren määrän vuoksi

Kulutuskestävyyden kannalta päällysteen kestoikä vaihtelee 4...10 vuotta, keskimäärin 7 vuotta. Päällysteen kuluminen on 1...1.5 cm/10 v., mikäli liikennemäärä on n. 4 000 ajon./vrk.

Päällysteen uusimisen yhteydessä voidaan kaikki epätasaisuudet tasoittaa. Menetelmät ovat samat kuin edellä korjaustöiden yhteydessä. Alkuperäiseen suunnitelman mukaiseen tasaukseen ei tällöin — lähinnä pohjamaan konsolidaatiopainumien vuoksi — luonnollisestikaan pyritä. Vaati-

vimmissa tapauksissa on suunniteltava uusi taseaus.

Öljysoralla suoritetaan karhinta 4...5 vuoden välein, jolloin samalla kulumisen vuoksi lisätään massaa 40...60 kg/m².

Tiehen liittyvät rakenteet

Tiehen liittyvät silta-, rumpu- ym. rakenteet saattavat aiheuttaa tien pinnalle myös rakerellisista seikoista johtuvia vaatimuksia, esim. välittömästi paalutettuun siltaan liittyvä pengerosuus ei saa painua ja aiheuttaa maanpaineen lisääntymistä siltapaaluille, tien alitse rakennettava rumpu ei kenties kestä rikkoutumatta painumaa, joka muista näkökohdista tarkastellen olisi vielä hyväksyttävä jne. Tällaiset kohdat on tutkittava kussakin tapauksessa erikseen.

Pohjanvahvistuskustannukset

Tien standardia ei voida ratkaista kustannuksista riippumattomana, puhtaasti teknillisesteettisenä kysymyksenä. Parempi standardi edellyttää yleensä korkeampia rakennuskustannuksia. Uhrausten ja saavutetun hyödyn tulee olla järkevässä suhteessa toisiinsa. Mikäli hyvä standardi edellyttää kohtuuttoman suuria kustannuksia, täytyy standardissa voida tinkiä — kuitenkin vain johonkin rajaan saakka, jolloin tie on tasaisuutensa puolesta vielä tyydyttävä, joskin sisältää epäesteettisiä ja ehkä hiukan ajomukavuudenkin kannalta haitallisia painumia ja ehkä vaatii korjaustoimia muutaman vuoden välein.

Mikäli muut tekijät sallivat tietyn kokoisen painuman, on verrattava

päällysteen uusimistöiden yhteydessä tapahtuvia painumien korjauskustannuksia niiden pohjanvahvistustöiden kustannuksiin, joilla painuma voitaisiin välttää.

Yhteenveto

Taulukossa 13 on esitetty eri tekiöiden vaikutus sallittaviin painumiin eri luokkaisilla teillä.

Määrättäessä tielle suurimpia sallittuja painumia on lähdettävä siitä, että tie, joka on ollut jonkin aikaa liikenteellä, ei ole enää aivan tasainen. Käsitöksen saamiseksi tien normaalista epätasaisuudesta on v. 1967 mitattu Helsingin—Turun moottoritien (Tarvontie) pinta. Vaaituksen perusteella voidaan todeta, että sileän tuntuksellakin tiellä saattaa olla lyhyellä matkalla jopa 10 cm epätasaisuuksia ja pidemmällä matkalla 30 cm epätasaisuuksia.

Geoteknillistä suunnittelua varten on taulukossa 14 annettu suurimpien sallittavien painumien mitat. Mikäli painuma tapahtuu tien poikkileikkauksen suuntaan, on tien toisen reunan suurin sallittu kulmanmuutos toiseen reunaan verrattuna 5 ‰ katsottuna tien pituussuuntaan. Tien poikkisuunnassa saa painuma aiheuttaa korkeintaan 15 ‰ loivenuksen tien alkuperäiseen kaltevuuteen. Painuma-arvoja määrättäessä on painuma-aikana pidettävä yleensä 10 vuotta riippumatta siitä, milloin uusintapäällystys on suunniteltu tapahtuvaksi. Taulukkoa ei pidä soveltaa suoraviivaisena ohjearvona vaan tarkentaa käyttäen ottaen huomioon edellä laajemmin esitetyt näkökohdat.

Taulukko 13. Eri tekijöiden suhteellinen merkitys määrättäessä tielle sallittavia painumia.

	Ajo-dynamiikka	Ulkonäkö-seikat	Tien kuivatus	Päällyste-teknikka	Painuman korjauskustannukset	Pohjanvahvistuskustannukset
A Moottoritiet ja vastaavat	× × ×	× × ×	× ×	× ×	× ×	× ×
B Valtakunnalliset ja maakunnalliset pääväylät	× × ×	× × ×		× ×	× ×	× ×
C Alueelliset väylät	× ×	× ×		× ×	× ×	× ×
D Paikalliset tiet	× ×	×		×	× ×	× ×
E Taloustiet					× ×	× ×

× × ×	Erittäin merkittävä
× ×	Merkittävä
×	Jonkin verran merkitystä
	Ei merkitystä

Taulukko 14. Geoteknillisen suunnittelun avuksi esitetty taulukko sallituista painumista eriluokkaisilla teillä. Painuma-ajaksi on tätä taulukkoa sovellettaessa otettava 10 vuotta. Suluissa on esitetty tieluokalle tavanomainen ohjenopeus ja suurin oletettu lyhytaikainen tienopeus.

Tien luokka	Sallittu painuma	Toivottava standardi				Minimistandardi			
		Sallittu pituus- kaltevuuden muutos ‰	Sallittu painuman syvyys eripituisissa painumissa (cm)			Sallittu pituus- kaltevuuden muutos ‰	Sallittu painuman syvyys eripituisissa painumissa (cm)		
			50 m	100 m	150 m		50 m	100 m	150 m
A Moottoritiet ja vastaavat (120, 140)		3			20	4			30
B Valtakunnalliset ja maakunnalliset pääväylät (100, 120)		4		20	30	6		30	50
C Alueelliset väylät (80, 100)		6	20	30	50	10	30	50	70
D Paikalliset tiet (60, 80)		10	30	50		20	50	70	
E Taloustiet		20	50			30	70		

Lukua 2 koskevaa kirjallisuutta

- Brinch Hansen, J. ja H. Lundgren.
Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1960.
- Code of Practice for Foundation Engineering. Dansk Ingeniørforening. Geoteknisk Institutt, Bull. N:o 22. 1966.
- Halfvarsson, G. ja H. Söderlund. Undersökning av källarlösa experimenthus i Stockholms Län. Institutionen för Byggnadsteknik, Kungl. Tekniska Högskolan. Examenarbete: Byggnadsteknik. Stockholm 1964.
- Helenelund, K. V. Pohjarakennus ja maarakennusmekaniikka II. Teknillisen korkeakoulun moniste n:o 143. Helsinki 1957.
- Helenelund, K. V. Savipohjalle perustettavien rakennusten perustamistavoista ja rakennusvaurioista. Valtion teknillinen tutkimuslaitos, Geoteknillinen laboratorio, moniste. Helsinki 1960.
- Janbu, N., L. Bjerrum ja B. Kjærnsli. Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. Norges Geotekniske Institutt, Publ. Nr 16. 1966.
- Lehtinen, E. Kuinka epätasainen saa katu olla. Tielehti 1965: 8.
- Lehtinen, E. Tien tasaisuuden mittaamisesta ja tasaisuusnormeista. Rakennustaite 1969: 4.
- Neumann, E. Neutzeitlicher Strassenbau. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1959.
- Rakennusinsinööriyhdistys. Pohjarakennuksen normit. 1964.
- Rakennusinsinööriyhdistys. Kuormitusten normaalimääräykset. 1968.
- Schweizerische Normenvereinigung. Ebenheit. Geometrische Prüfung. Verfahren. Normblatt SNV 640520. 1968.
- Schweizerische Normenvereinigung. Ebenheit. Geometrische Prüfung, Grenzwerte 1968. Normblatt SNV 640521.
- Ylinen, A. Kimmo- ja lujuusoppi I. Porvoo 1948.

3. PERUSTAMIS- JA POHJANVAHVIS- TUSMENETELMÄT

3.1 Penkereiden pohjanvahvistusmenetelmät

3.11 VASTAPENKEREET JA LUISKALOIVENNUKSET

3.111 KÄYTETTÄVISSÄ OLEVAT MENETELMÄT VAKAVUUDEN SELVITTÄMISEKSI

Vastapenkereiden tarve ja mitoitus määritetään maapohjan murtotilaan perustuvilla menetelmillä, yleisimmän liukupintamenettelyä käyttäen, jota yksinkertaisuutensa takia voidaan soveltaa käytännössä monesti esiintyviin monimutkaisiinkin tapauksiin, ks. kohta 1.4.

Vaarallisimman liukupinnan löytämiseksi on vakavuustarkastelu tehtävä riittävän monia liukupintoja kokeilemalla.

Penkereiden vakavuuslaskelmat suoritetaan useimmiten $\emptyset = 0$ -menetelmällä. Ympyränmuotoisia liukupintoja käyttäen on tälle menetelmälle laadittu myös nomogrammeja sallitun pengerkorkeuden likimääräistä määrittämistä varten (ks. kohta 1.42).

Kun kuormitetun alueen pituus on leveyteen verrattuna suuri, voidaan penkereen liukupintasyntierin päissä vaikuttavat voimat jättää huomioon ottamatta ja liukupintatarkastelu suorittaa yksikön vahvuista kaistaa käyttäen. Kuivakuorikerroksen leikkauslujuudesta käytetään liukuvastuksen laskemista varten tavallisesti vain osa, jonka suuruus on useimmiten enintään $\frac{1}{2} \dots \frac{2}{3}$ lujuuden mitatusta arvosta. Pengertäytteen sisäisestä kitkasta aiheutuva leikkausvastus otetaan laskelmissa huomioon yleensä

silloin, kun pengerkorkeus muodostuu suureksi.

Jos penkereen sivusuuntaan viettävässä maapohjassa esiintyy erityisen löysiä koheesiomaakerroksia, joita pinnan liukusortuma saattaisi ulottua kauemmaksi penkereen ulkopuolelle, on liukupintatarkastelu tarpeellista suorittaa myös yhdistettyjä liukupintoja käyttäen (ks. kohdat 1.43 ja 1.46).

Mikäli penger rakennetaan suolle, on vakavuuden määrittäminen vaikeaa. Murtohetkellä ei säännöllisiä liukupintoja tavallisesti esiinny, vaan massat alkavat painua turpeen repeämisen seurauksena. Paksujen turvekerrosten alueella jo maapohjan kokoonpuristuvuus kuitenkin johtaa ainakin korkeampiluokkaisilla teillä usein sellaisten perustamisratkaisujen valintaan, joita käytettäessä penkereelle saavutetaan myös tarpeellinen vakavuus. Ohjearvoja penkereen vakavuudesta on annettu kohdassa 2.1.

3.112 PENKEREEN LUISKAKALTEVUUDEN MERKITYS JA VASTAPENKEREIDEN MITOITTAMINEN

Penkereen luiskakaltevuuden merkitys

Kun pengertäyte ja kerrosrakenne tehdään kitkamaasta tai sitä karkeampirakeisesta aineksesta, on pengerluiskan vakavuus riippumaton luiskan korkeudesta. Kitkamaaluiskan

kunnossapysymiseen vaikuttaa ratkaisevasti sitävästoin luiskan kaltevuus. Sortumien välttämiseksi ei pengerialuiskia saa rakentaa kriittistä luiskakaltevuutta, käytännössä maa-aineksen luonnollista kitkakulmaa jyrkempään kaltevuuteen. Tämän takia pengerialuiskat on suunniteltava kaltevuuteen 1:1.5 tai sitä loivemmiksi. Veteen rakennettavat penkereet tulisi mieluiten ajaa louhoksesta, jotta olosuhteiden vaatimalta luiskien lisäloivennukselta ja tukemiselta välttyttäisiin, ks. tarkemmin osa V, kohta 2.1.

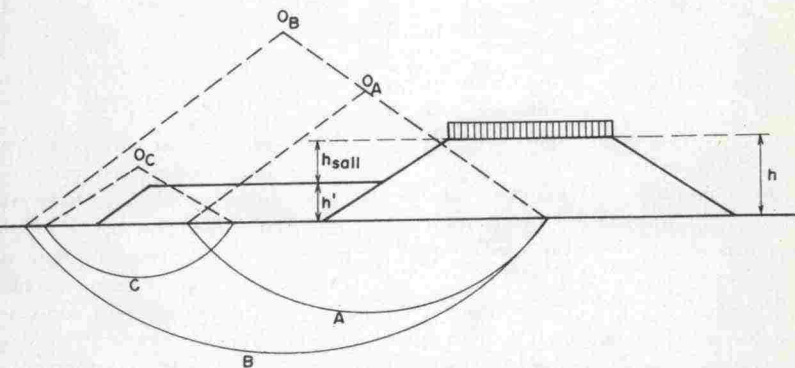
Penkereen vakavuuden varmistamiseksi käytetään luiskaloivennuksia silloin, kun vastapenkereet muodostuisivat tarpeettoman kapeiksi ja mataliksi tai pehmeässä pintamaassa syntyvien leikkausjännitysten tasaaminen pengertä leveämmälle alueelle on tarpeellisuudenmukaista. Luonnollisten pengerialuiskien loiventamiseen voidaan käyttää myös penkereisiin kelpaama-

tonta maa-ainesta. Luiskaloivennuksen vaikutus penkereen vakavuuteen todetaan liukupintatarkastelulla.

Vastapenkereiden mitoittaminen

Vastapenkereiden käyttö penkereen vakavuutta lisäävänä toimenpiteenä on perusteltua yleensä sellaisissa tapauksissa, missä varmuus penkereen sortumista silmälläpitäen on $F > 1$. Lisäedellytyksenä on, ettei vastapenkereistä aiheudu haitallisia lisäpainumia tiepenkereelle.

Mitoitusperiaatteen mukaisesti vastapenkereellä lisätään sortumista vastustavan passiivimomentin arvoa niin paljon, että varmuudessa päästään vähintään vaadittuun tavoitearvoon. Vastapenkereen korkeus määritetään yleensä kokeilemalla pienimmän varmuuden antavan liukupinnan avulla, jota kuvassa 92 on merkitty A:lla.



Kuva 92:
Vastapenkereen mitoitus liukupintamenetelmällä.

Vastapenkereen leveys mitoitetaan siten, ettei varmuus millään liukupinnalla B muodostu tavoitearvoaan pienemmäksi. Liukupinnalla C on vielä todettava, ettei vastapenkereen korkeus ole liian suuri maapohjan kantokykyyn verraten.

Jos maanpinta on tasainen, perusmaan leikkauslujuuden vaihtelut pieniä eikä pengertäytteen leikkausvastusta ole laskelmissa otettu huomioon, saadaan tarpeellinen vastapengerkuorma ja edelleen sitä vastaava vastapenkereen korkeus kohdan 1.41 kaavaa (19) soveltaen kaavasta (107).

$$(107) \gamma' h' = p - p_{sall} = \gamma h - 5.5 \text{ s/F}$$

γ penkereen tilavuuspaino

γ' vastapenkereen tilavuuspaino

h penkereen korkeus (esim. tiepenkereen kyseessä ollessa lisättynä 0.5 metrillä = liikennekuormitus)

h' vastapenkereen korkeus

Mitoituksessa on aina otettava huomioon pääpenkereen ja vastapenkereen tilavuuspainojen keskinäinen ero.

Pääpenkereen tilavuuspaino on tiivistämisen takia vastapenkereen tilavuuspainoa suurempi siinäkin tapauksessa, että molemmat rakennetaan samasta maalajista. Vastapenkereiden rakentamiseen voidaan käyttää kaikkia maalajeja, jotka eivät sisällä runsaasti eloperäisiä aineksia.

Vastapenkeret on rakennettava täyslevyisinä ja samanaikaisesti pääpenkereen kanssa niin, ettei pääpenkereen ja maanpinnan tai pääpenkereen ja vastapenkereen korkeusero

missään työvaiheessa ylitä kuvassa annettua mittaa h_{sall} .

Suositteluvinta on suorittaa pengertäminen niin, että massat ajetaan ensin vastapenkereen yläpinnan taakse, minkä jälkeen pääpenger korotetaan lopulliseen korkeuteensa. Joskus saattaa työjärjestys kuitenkin tehdä edulliseksi rakentaa vastapenkeret ennen pääpengertä. Edelleen saattaa joskus olla edullista osoittaa vastapengeralueita kaatopaikka-alueiksi siten, että vastapenkereiden teoreettisten mittojen lisäksi osoitetaan ylin sallittu täyttökorkeus.

Mikäli vastapenkereeseen joudutaan tien päällysrakenteen kuivana pitämiseksi kaivamaan tielinjan suuntainen oja, tulisi se sijoittaa tiepengerluiskan ja vastapenkereen liittymäkohtaan. Ojan pohjan kaivamista alkuperäisen maanpinnan alapuolelta on tällöin vältettävä. Vesien poistojohtamista varten voidaan vastapenkereiden poikki kaivaa määräväleirikaiteita ojia, mikäli ne eivät huononaa pääpenkereen vakavuutta.

3.12 TELAT

3.121 VALINTAPERUSTEET

Telan päätehtävänä on jakaa pengerkuormitus maapohjalle mahdollisimman tasaisesti sekä muuttaa vaarallisimpien liukupintojen kulkua niin, että ne joutuvat hakeutumaan syvälle kantavampiin maakerroksiin, minkä seurauksena varmuus sortumista vastaan kasvaa (kuva 93). Maanpohjan kantavuuden lisääntymistä voidaan josain määrin arvostella liukupintatarkastelulla.

Telarakenteen estäessä myös paikallismurtumien syntymisen soveltuu se matalan penkereen perustamista vaksi erityisesti silloin, kun maan pintakerrokset ovat heikkoja ja kokoonpuristuvia. Sellaisia pohjasuhteita esiintyy lähinnä ohutturpeisilla suoalueilla, missä teloja yleisimmin käytetäänkin. Tällaiseen ei matemaattisia mitoitusmenetelmiä ole olemassa, vaan niiden tarpeellisuus ja mitoitus perustuu kokemukseen. Veteläpohjaisessa maaperässä on teloja joskus rakennettu myös penkereiden paaluperustuksiin, jotta pengerkuorma saataisiin paremmin siirretyksi paalujen varaan. Tällainen rakennustapa on nykyisin vanhentunut.

Korkealuokkaisilla teillä on telojen käyttö viime vuosina ollut hyvin vähäistä laatuvaatimusten kasvamisen sekä puutavarakustannusten johdosta. Telarakenteet palvelevatkin yleensä alempiluokkaisten teiden perustamis-

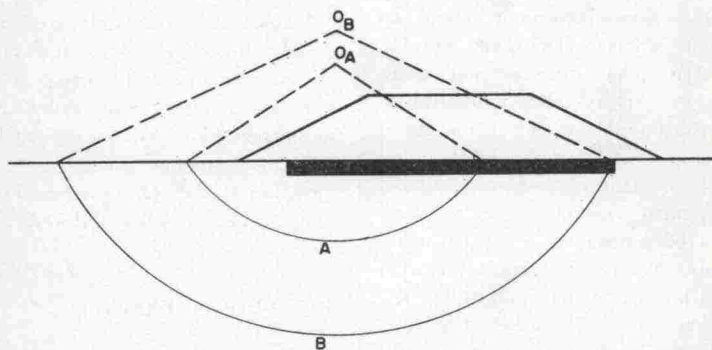
tarpeita. Edullisimmaksi muodostuu telan käyttö silloin, kun sen raaka-aine saadaan työkohteesta.

3.122 SUUNNITTELU JA RAKENTAMINEN

Jotta maapohjalle tuleva kuormitusjakautuma sekä penkereen painuminen muodostuisivat mahdollisimman tasaisiksi, on telan oltava riittävän tukevarakenteinen. Rakenteeltaan teloja käytetään kolmea eri päätyyppiä, nimittäin ristikko- eli näreteloa, telalavoja sekä pienpuuteloja eli ns. risunkimattoja. Ristikkotelojen ja telalavojen leveyden tulee yleensä olla kaavan (108) mukainen.

$$(108) L = b + 2 \left(\frac{2}{3} l \right)$$

L	telan leveys
b	tien pinnan leveys
l	luiskan leveys



Kuva 93:
Telan vaikutus penkereen vakavuuteen.

Ristikkotela rakennetaan tavallisesti kaksinkertaisena latvaläpimitaltaan vähintään Ø 4" oksimattomista tai oksituista tuoreista havupuunrungoista, jotka ladotaan tien pohjalle ristikon muotoon niin, että samassa kerroksessa puut sijaitsevat yhdensuuntaisesti k/k 0.5 m välein ja muodostavat 45°...60° kulman tien keskilinjaan nähden, eri kerrosten puiden joutuessa 90°...120° kulmaan toistensa kanssa. Telapuiden vinosta sijoituksesta johtuen ne joudutaan yleensä jatkamaan. Puiden tulisi olla kuitenkin niin pitkiä, ettei niitä tarvitsisi jatkaa kuin tyvipäästään. Jatkoskohdassa puiden päät asetetaan rinnakkain siten, että ne ulottuvat n. 2...3 m toistensa ohi. Jatkaminen on pyrittävä suorittamaan niin, etteivät vierekkäiset jatkokset joudu samalle kohdalle.

Puut tasoitetaan risteyskohdissa veistämällä, kiilataan hyvin toisiaan vasten ja kiinnitetään toisiinsa riittävän monessa risteyskohdassa hakku-pulteilla tai harjateräksestä tehdyillä nauloilla. Vaativimmissa työkohteissa telapuut sidotaan jatkosten alueella vähintään joka toisesta risteyskohdasta. Jos tela rakennetaan oksituista rungoista, joudutaan ne naulaamaan yleensä kaikista risteyskohdista. Jos tela jää osittain tai kokonaan pohjavedenpinnan yläpuolelle, se on suojattava lahoamista vastaan peittämällä telapuut vettä pidättävällä maalla, kuten hienojakoisella moreenilla, savella tai suoalueilla raakaturpeella.

Telalava soveltuu erityisesti kapeille teille, jolloin puiden jatkamista ajoradan leveys suunnassa voidaan pa-

remmin välttää. Telan aluspuut sijoitetaan tien pituussuuntaan yleensä n. 2 m välein siten, että tyvet ja latvat vuorottelevat. Ylemmän kerroksen puut ladotaan oksittuina aluspuiden varaan tien poikkisuuntaan niin, että ne muodostavat yhtenäisen lavarakenteen. Aluspuiden tulisi olla ainakin 7 m pituisia ja latvaläpimitaltaan vähintään Ø 3" runkoja. Lavapuiden tulee olla ajoradan kohdalla vähintään Ø 4" havupuuta. Puiden jatkaminen suoritetaan niin, etteivät vierekkäiset jatkokset tule samalle kohdalle. Veden yläpuolelle jäävät rakenteenosat peitetään hienojakoisella maa-aineksella tai turpeella.

Vaatimattomimpien tierunkojen alla voidaan käyttää myös limittäin ja ristikkäin asetettujen pienempien puiden, hakojen ja risujen muodostamaa risunkimattoa, mikäli toimenpiteellä pyritään ainoastaan maanpinnan sitomiseen ja painumien tasoittamiseen. Tällaisten pienpuuteloiden käyttö on sallittu yleensä vain tien päällysrakennetyyppien 7 ja 8 yhteydessä.

Lautalava on tarkoitettu lähinnä työteknillisistä syistä käytettäväksi sekä estämään paikallismurtumien syntymien syntymisen esim savikolla, jossa kuivakuori on poistettu. Lautalava tehdään aluspuiden päälle 7/8" vajasärmäisestä laudasta, ks. tienrakennustyöt, yleinen työselitys (1969).

3.13 YLIPENKEREET

Penkereiden pohjanvahvistuksessa käytetään ylipenkereitä pääasiassa seuraavissa tapauksissa:

- 1) Haluttaessa suorittaa massanvaihto pengertämällä.
- 2) Varmistettaessa tiepenkereen vakavuus sortumiselta.
- 3) Kun tiepenkereen alla olevien pehmeiden maakerrosten esikon-solidoitumista pidetään tarpeellisena.

Liian pienen ylipengeren rakentaminen on usein tarkoitukseton toimenpide, kun taas liian suuri ylipenger voi aiheuttaa ei-toivottuja sortumia.

Ylipengeren vaikutusta on tarkkailtava jatkuvasti sen ollessa paikallaan. Tämä tapahtuu yleensä penkereen painumamittauksilla (osa I, kohta 4.72), mutta voidaan myös tarkkailla vaakatasossa tapahtuvaa liikettä ja seurata huokospainetta. Mittaustulosten perusteella voidaan päättää ylipengeren kokoon tehtävien muutosten tai mahdollisen poistamisen ajankohdasta.

3.131 YLIPENGER PENGERTÄMÄLLÄ SUORITETTAVAN MASSANVAIHDON YHTEYDESSÄ

Penkereen alla oleva pehmeä maa voidaan vaihtaa esimerkiksi hiekkaan, soraan ja kalliomassoihin työntämällä se pengertämällä sivuun.

Jos penkereen paino ei ole tarpeeksi suuri massojen syrjäyttämiseksi, rakennetaan pengerrintaman eteen ylipenger. Penkereen etuosa suunnitellaan vähintään 10 m pituudelta tavallisesti 1.5...2.5 m korkeammaksi kuin tien tasausviiva. Ylipengeren

korkeus on periaatteessa riippuvainen löyhän maan leikkauslujuudesta ja penkereen korkeudesta.

Ylipenger painuu sitä mukaa kuin pengermassat työntävät syrjään pehmeän maan.

Ylipengeren korkeustaso pyritään pitämään suoritettun massanvaihdon jälkeen yleensä 1.0...1.5 m tien tasausviivan yläpuolella. Ylipengeren tarkoituksena on osaksi tarkkailla sortumavaaraa ja osaksi aiheuttaa jäljelle jääneiden pehmeiden täyttömassojen alla tai sisällä olevien maalajien kokoonpuristumista. Ylipenger auttaa myös täyttömassojen ja pehmeän maan rajoilla olevien häiriintyneiden massojen kokoonpuristumista pengermassan juuren alla.

Tällaisen ylipengeren tulee normaalisti olla paikallaan kuusi kuukautta.

Suoritettaessa lisämassanvaihtoa pengertämällä tien poikkisuunnassa, mikä usein tapahtuu pengermassan juuressa suoritettavien räjäytysten yhteydessä, on ylipengermassojen lisäys ajettava tiepengermassan harjalle.

3.132 YLIPENGER TIEPENKEREEN VAKAVUUDEN TARKKAILUSSA

Käyttöalue

Mikäli ei ole mahdollista tutkimusten ja laskelmien avulla varmasti määrittellä tiepenkereen vakavuutta sortumaa silmälläpitäen, voidaan rakentaa ylipenger koekuormituksena osaksi rakennusaikaa. Tällainen toimenpide valitaan tavallisesti, jos on

aihetta epäillä, että sivutuki pengerruiskun jalkaa vastaan on riittämätön, esimerkiksi kaivamalla tai pengertämällä suoritettua massanvaihtoa tai ruoppauksen jälkeen. Tähän voidaan myös ryhtyä silloin, kun epäillään vaikeasti havaittavissa olevia heikkousvyöhykkeitä muuten kantavassa maapohjassa, esimerkiksi pesäkkeiden tai ohuiden pehmeiden kerrosten muodossa.

Koska menetelmä saattaa aiheuttaa sortumia, sitä ei pitäisi soveltaa käytössä olevan tien, rakenteiden tai joihtojen lähellä.

Virheellisiä tuloksia saadaan koekuorituksen tapahtuessa silloin, kun pengertä tukee sivusta routainen maa tai jääpeite.

Mitoitus

Ylipenkereen korkeuden tulee normaalisti vastata 1 t/m^2 liikennekuorma, jolloin lisänä on oltava varmuusmarginaali koekuormitusajan jälkeen tapahtuvaa penkereen painon lisäystä varten, esimerkiksi tasausviivan muutosten tai vesipitoisuuden lisääntymisen johdosta. Yleensä valitaan ylipenkereenkorkeudeksi $1.0 \dots 2.0 \text{ m}$.

Ylipenger on rakennettava mikäli mahdollista valmiilla tiellä täyteen korkeuteen luiskun yläreunan päälle saakka. Kokeiltaessa vakavuutta penkereen toisella puoliskolla määritetään ylipenkereen leveys aktiivisen tasoliukupinnan yläpäätepisteestä poikileikkauksessa (kuva 94). Saman liukupinnan alapäätepisteen tulee olla sen maan rajalla, jota ei enää vaihdeta. Leveyden tulee olla vähintään

4 m mitattuna ylipenkereen yläreunasta.

Jos tiepenger on sellaisella maapohjalla, missä on epäiltävissä heikkousvyöhykkeitä, määritetään ylipenkereen suuruus analogisesti epäedullisimmin sijoitettujen tasoliukupintojen avulla.

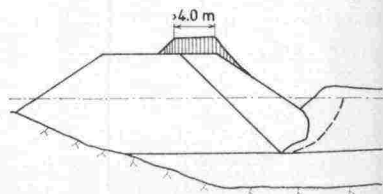
Tien pituussuunnassa päätetään ylipenger $1:10$ luiskina. Tien poikkisuunnassa ylipenger tehdään luonnollisin luiskin.

Vaikutusaika ja painumataarkkailu

Ylipenger poistetaan, kun säännöllisesti toistuvat painumamittarien vaaitukset selvästi osoittavat painumanopeuden hidastuneen. Hyväksyttävän varmuuden määrittämiseksi pitää ylipenkereen vaikutusajan olla ainakin kolme kuukautta silloin, kun maa penkereen alla ja vieressä ei ole roudassa.

Materiaali ja kustannukset

Ylipenkereen tulee olla helposti kaivettavaa kitkamateriaalia, esimerkiksi harjusoraa tai lohkareetonta



Kuva 94:
Toispuoleinen ylipenger.

louhoskiveä. Materiaalia voidaan sen oltua ylipenkereessä, käyttää esimerkiksi päällysrakenteisiin tai luiskaverhoukseen.

Ylipenkereen teosta aiheutuvat kustannukset vastaavat normaalisti kustannusta, joka koostuu aineksen poiskauvusta ja sen lisäkuljetuksesta lopulliseen käyttöpaikkaansa. Halvimaksi ylipenger tulee, jos aines voi jäädä päällysrakenteeseen ja ylimääräinen aines voidaan työntää luiskaan puskutraktorilla.

3.133 YLIPENKEREET MAAKEROSTEN KONSOLIDOITUMISEN AIKAANSAAMISEKSI

Käyttöalue

Tiepenger, joka on rakennettu löyhälle maaperälle, kokoonpuristaa alustaa asteettaisesti hidastuvalla nopeudella, kunnes lopullinen painuma saavutetaan määrätyn ajan kuluttua, joka ensi sijassa riippuu löyhän maakerroksen paksuudesta.

Jos löyhän kerroksen paksuus on korkeintaan pari metriä, voidaan lopullinen painuma yleensä saavuttaa jo rakennusaikana, mikäli penger rakennetaan aikaisessa työvaiheessa.

Suurempien kerrospaksuuksien ollessa kyseessä on turvautettava ylipenkereeseen ja syväöjitykseen rakennusaikana, jos halutaan vähentää tai poistaa painumat sen jälkeen, kun tie on rakennettu valmiiksi. Pelkkä ylipenger voi aikaansaada lopullisen painuman jo rakennusaikana, jos kyseessä on kohtuullinen kerros-

paksuus tai jos luonnonmaaperä on kerrallista koheesiomaata. Suuremman kerrospaksuuden ollessa kyseessä voidaan pelkän ylipenkereen avulla myös huomattavasti parantaa painumissuhteita, jos pintakerrokset ovat kerroksellisia tai ne sisältävät orgaanisia maalajeja.

Mitoitus

Ylipenkereen tulee olla niin korkea, että aikaansaadaan selvästi nopeutuva painuminen ilman että sortumavaaraa ilmenee.

On toivottavaa, että korkeus on ainakin 1 m. Painumalaskelmat voivat antaa viitteitä sopivaa korkeutta valittaessa. Penkereissä, joiden korkeus on kohtuullinen (noin 2...3 m), voidaan nyrkkisääntönä pitää, että ylipenkereen korkeuden on oltava puolet tiepenkereen korkeudesta.

Ylipenger on sovittava niin, että saavutetaan hyväksyttävä työnaikainen varmuus. Syväöjituksen ollessa kyseessä tarvitaan varmuuden parantamiseksi usein painopenkereitä.

Ylipenkereen yläosan leveyden tulee olla sama kuin valmiin tien.

Tien pituussuunnassa päätetään ylipenger 1:10 luiskalla. Tien poikittaissuunnassa pyritään myös loivaan ylimenoluiskaan.

Vaikutusaika ja painumatakkailu

Painumamittareilla tarkkaillaan jatkuvasti ylipenkereen vaikutusta. Ylipenger voidaan poistaa, kun aikapainumakäyrät osoittavat, että tuleva painumakehitys voidaan hyväksyä

tien luokan ja kunnossapitokustannukset huomioonottaen. Normaalisti tulee ylipenkereen vaikuttaa rakennusaikana niin kauan kuin mahdollista. Syväöjituksen ollessa kyseessä vaaditaan usein 12...18 kuukauden vaikutusaika 80...100 % painuman aikaansaamiseksi.

Materiaali ja kustannukset

Materiaalin ja kustannusten suhteen pätee se, mitä edellä kohdassa 3.132 on sanottu. Varsinkin suurten painumien ollessa kyseessä voi olla sopivaa käyttää ylipenkereessä samaa materiaalia kuin valmiin penkereen yläosassa.

3.134 YLIPENGER OSITTAISESSA MASSANVAIHDOS

Jos massanvaihto tapahtuu kaivamalla tai pengertämällä ilman, että kova pohja saavutetaan (kuva 95), voidaan ylipengertä käyttää sekä vakavuustarkkailussa että esipainumisen aikaansaamiseksi.

Massanvaihdossa kaivamalla voidaan varmuus ja painumisen kulku yleensä laskea etukäteen melko hyvin. Ylipengertä käytetään ensi sijassa penkereen alaisen löyhän maan koonpuristumisen aikaansaamiseksi. Massanvaihdossa pengertämällä voidaan ylipengertä käyttää myös vakavuustarkkailussa. Kohtuullinen ylipenger yhdistettynä luiskan alareunan tukitäyttyön on usein sopiva ratkaisu.

3.14 SYVÄÖJITUS

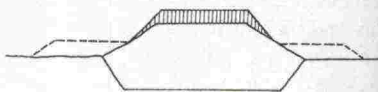
Syväöjituksella tarkoitetaan sellaista penkereen pohjanvahvistusmenetelmää, jossa tehdään pystysuoria hiekkaojia (joskus pahvisuikaleita) pehmeiden, paksujen koheesiomaakerrosten läpi ja siten lyhentämällä huokosveden virtausmatkaa nopeutetaan maaperän kuivumista ja konsolidoitumista. Huokosveden ylipaine syntyy maanpinnalle ajettavan pengertäytteen painosta, josta on seurauksena huokosveden virtaus lyhintä tietä pystyosiin ja niitä myöten pois maasta (ks. kuva 96). Syväöjityksestä on myös käytetty nimitystä pystyöjitus tai syväkuivatus.

Syväöjituksen ja siihen liittyvien ylipenkereiden avulla on onnistuttu vähentämään painumien vaatimaa aikaa niin, että pääasiallisin konsolidoituminen on tapahtunut jo 6...12 ensimmäisen kuukauden aikana. 18...24 kk kuormitusajan jälkeen ei yleensä ole enää tapahtunut määrittäviä painumia.

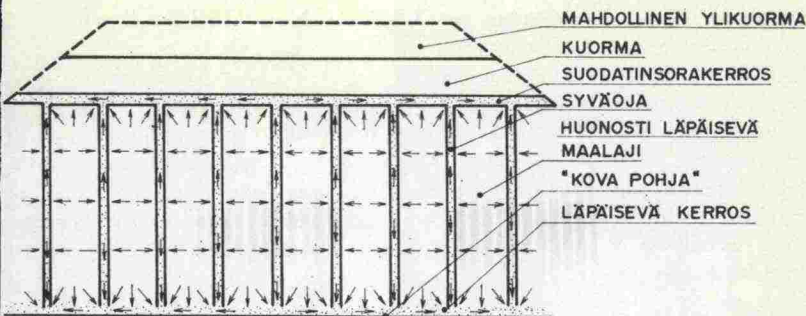
3.141 KÄYTTÖOMINAISUUDET

Teknillinen tavoite

Syväöjituksen tarkoituksena on vähentää tai poistaa painumat sekä liisätä maan leikkauslujuutta. Ojituksen



Kuva 95:
Ylipenger osittaisessa massanvaihdossa.



Kuva 96:
Syväöjituksen periaatepiirros.

teknillisenä tavoitteena on siten eliminoida jo rakennusaikana sellaiset maaperän haitalliset, epätasaiset painumat, jotka ilman vahvistustoimenpiteitä syntyisivät pääasiassa vasta rakennusajan jälkeen. Syväöjitus jouduttaa koheesiomaan konsolidoitumista sekä lisää maan kantavuutta ja penkereen vakavuutta. Syväöjituksella vahvistetulle maaperälle voidaan tällöin rakentaa korkealuokkaisiakin maarakenteita.

Pohjasuhteet

Hienojakoisten, runsaasti vettä sisältävien koheesiomaakerrosten kokoonpuristuminen (konsolidoituminen) kuormituksen johdosta on tavallisesti varsin suuri, mutta se tapahtuu hitaasti, jopa vuosikymmenien kuluessa. Jo 4...5 m paksuisten, homogeenisten savikerrosten kokoonpuristumisaika voi olla niin pitkä, ettei pelkästään ylipenkereillä saavuteta toivottua tulosta vielä rakennusaikana ei yleensä enintään parissa vuodessa. Mikäli savessa on

vaakasuoria, vettäläpäiseviä hiesu- tai hietakerroksia, voi kokoonpuristumisaika olla riittävän lyhyt, jolloin jälkipainumien eliminointinen ylipenkerrelläkin on mahdollista. Rakennusajan jälkeisten, haitallisten, epätasaisen painumien eliminointiseksi voidaan vaativissa tie-, katu-, piha-, varastoalue- ja kenttärakennustoissa käyttää penkereen pohjanvahvistusmenetelmänä paksuissa koheesiomaakerroksissa syväöjitusta. Menetelmä ei kuitenkaan sovellu liejuihin ja suuren vesipitoisuuden omaaviin liejusaviin, koska näissä syntyy suuria sekundaarisia painumia. Syväöjitus ei myöskään sovellu erittäin vesipitoisiin ja heikosti kantaviin pehmeikköihin, jotka eivät kannata tarvittavaa ylipengertä. Syväöjitettävän maan pitää kantaa sille ajettava penger ylipenkereineen ja mieluummin ilman vasta-penkereitä. Karkeana ohjeena syväöjitykseen sopiville maille on käytetty seuraavia arvoja: vesipitoisuus alle 90 %, leikkauslujuus yli 1 t/m², humuspitoisuus alle 1 % ja syväöji-

tettavan koheesiomaakerroksen pak-
suus vähintään 4...5 m, mutta kor-
keintaan 14...16 m. Mitä suurempi
on saven vesipitoisuus ja humuspi-
toisuus, sitä suuremmaksi on tavallisesti
muodostunut vaikeasti laskettavien
sekundääristen painumien osuus. Sy-
väöjien käyttö liejuissa ja yleensä
myös liejusavissa ei tämän vuoksi ole
mielekkästä.

Käytännölliset ja talou- delliset tekijät

Koska syväöjitys on toistaiseksi
melko harvinaista erikoistyötä, joka
vaatii sellaista erikoiskalustoa, mitä
Suomessa ei paljon ole saatavissa, tu-
lee syväöjituksen käyttö pohjanvah-
vistusmenetelmänä kysymykseen vas-
ta verraten suuressa työssä tai lähek-
kään sijaitsevilla, useilla pienillä työ-
kohteissa peräkkäin. Pienen erillisen
syväöjituskohteen rakentaminen tulee
suhteellisen kalliiksi. Karkeana ohje-
arvona työkohteen ojametrimäärälle
voitaneen esittää vähintään 5 000...
10 000 jm, ennen kuin kaluston siir-
to ym. erikoistyön järjestelyt muo-
dostuvat kannattaviksi. 15 cm läpimit-
taisen syväöjan kustannukset ovat
nykyisin 2.5...4 mk/m ilman pen-
gerryksiä. Normaalitytapauksissa syvä-
öjituksen kustannukset ovat vain
25...50 % pengerialutuksen kus-
tannuksista.

Syväöjituksen suunnittelu vaatii
varsin perusteelliset pohjatutkimuk-
set laboratoriokokeineen ja geotekni-
lilaine laskelmineen, joten pienessä
työkohteessa nämä muodostavat mer-
kittävän kustannustekijän.

3.142 MITOITUS

Painumalaskelmat

Asiaa on jo käsitelty kohdassa 1.6
painumalaskelmien perusteet ja koh-
dassa 1.7 painumalaskelmien suorit-
taminen. Tässä yhteydessä käsitellään
vain lyhyesti joitakin lisänäkökohtia,
mitä syväöjituksen kohdalla on otet-
tava huomioon.

Jos oletetaan, että huokosvesi vir-
taa syväöjiin vain vaakasuorassa suun-
nassa, saadaan konsolidaatioasteen U
määrittämiseksi Kjellmanin teorian
mukaan yhtälöt (109).

$$(109) U = 1 - e^{-\frac{c_v \cdot t}{m}} = 1 - e^{-\frac{t}{g}}$$

c_v saven konsolidaatiokerroin
pystysuorassa virtauksessa

$$m = \frac{L^2}{2\pi} \left(\log \frac{L}{r \sqrt{\pi}} - \frac{3}{4} \right)$$

$$g = \frac{m}{c_v}$$

L syväöjien väli (cm)
2 r syväöjan halkaisija (cm)
t aika (s)
e Neperin luku
= 2.71828...

Edellä on otettu huomioon vain
konsolidaatioteoriaan perustuvat pri-
määriset painumat. Ns. sekundääriset
painumat voivat lisäksi eräissä ta-
pauksissa, varsinkin liejuissa ja lieju-
savissa, muodostaa huomattavan teki-
jän. Eräissä tapauksissa on arvioitu
sekundääristen painumien osuudeksi
20...30 % primäärisistä painumista
50 v. aikana.

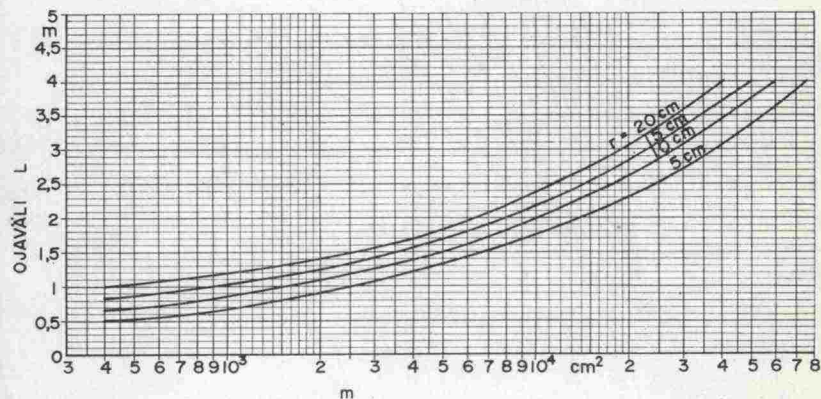
Hiekkaojien läpimitta ja tiheys

Syväojien tiheys määräytyy aika-painumakäyristä laskettavan konsolidaatiokertoimen perusteella siten, että ojaväli on sitä tiheämpi, mitä heikommin vettä läpäisevää maa on ja mitä lyhyemmässä ajassa painumisen on tapahduttava. Syväojien läpimittaa lisäämällä voidaan ojaväliä jonkin verran harventaa (ks. kuva 97). Syväöjituksen tehokkuutta ei ratkaise niinkään paljon ojien poikkileikkauspinta-ala kuin niiden piiri. Neliön muoto on parempi kuin ympyrä ja suorakaiteen tai tähden muotoinen poikkileikkausala ovat vielä tehokkaampia. Tämän vuoksi kehitti Kjellman Ruotsissa oman syväöjitusmenetelmänsä, jossa hän korvasi hiekkaojat maahan painetuilla pahvinauhoilla. Kun erilaatuisten ojien piirit ovat yhtä suuret, ovat ojien tehot

samat, mutta nauhamaisen ojan materiaalimenekki on pieni, samoin tilavuus ja paino pituusmetriä kohti.

Suomessa on käytetty tavallisimmin \varnothing 6" tai 8" putkia. Ojat sijoitetaan tavallisesti kaaviomaisesti joko tasasivuisen kolmio- tai neliöruuduston nurkkapisteisiin. Ojaväli vaihtelee tavallisesti 1.0...1.6 m. Se valitaan siten, että odotettavissa olevat painumat ehtivät tapahtua jo rakennusaikana, joksi suositellaan vähintään 1.5...2.5 vuotta. Sopivan ojavälin määrittämiseksi arvioidaan ensin käytettävissä olevan ajan sekä sallitun jälkipainuman perusteella rakennustyön loppuvaiheessa ajankohdana t saavutettava konsolidaatioaste

U . Tätä vastaava osamäärä $\frac{m}{c_v} = g$ on määritettävissä kuvasta 98. Usein on ollut vaatimuksena 90...95 % konsolidaatioaste rakennusaikana. Kun saven konsolidaatikerroin c_v on labo-



Kuva 97:
Ojavälin (L), ojasäteen (r) ja arvon (m) välinen riippuvuus.

ratoriokokeilla määritetty, lasketaan tekijä $m = c_v \cdot g$, jonka jälkeen tarpeellinen ojaväli erikokoisille syväojille saadaan kuvasta 97.

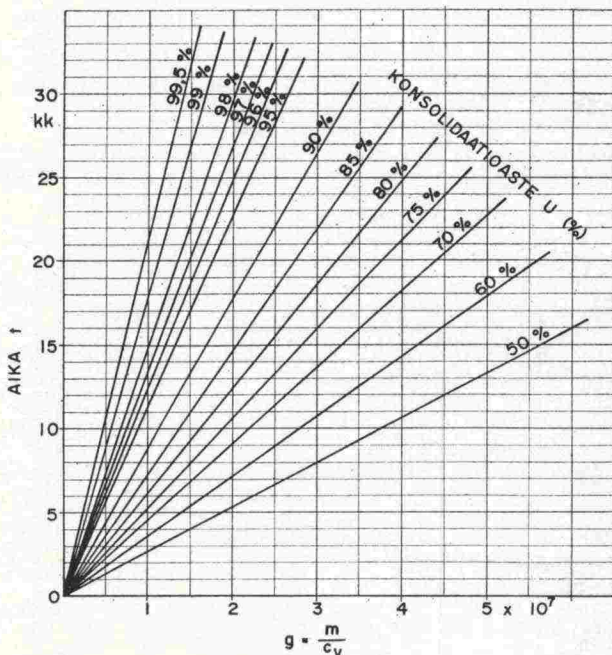
Homogeenisessa savessa tarvitaan jonkin verran enemmän syväoja kuin kerroksellisessa, joten lopuksi voidaan ojatiheyttä tarkistettaessa ottaa tämä näkökohta huomioon.

Esimerkki.

Jos painumien on saavutettava 95 % loppuarvosta 20 kk:ssa, niin kuvan 98 nomogrammista saadaan

g :n arvoksi $1.75 \cdot 10^7$ s. Jos eri maa-kerrosten konsolidaatiokertoimen painollinen keskiarvo on $c_v = 2.0 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, niin $m = g \cdot c_v = 1.75 \cdot 10^7 \cdot 2.0 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2 = 3.5 \cdot 10^3 \text{ cm}^2$. Jos käytetään 20 cm läpimittaisia syväoja (r = 10 cm), niin kuvan 97 nomogrammista saadaan ojaväliksi $L = 1.35 \text{ m}$. Jos käytetään 15 cm läpimittaisia syväoja, olisi ojaväli 1.25 m.

Kuvassa 99 on esitetty yhdistetty nomogrammi, jonka avulla voidaan ojaväli graafisesti määrittää.



Kuva 98:

Nomogrammi ajan (t), konsolidaatioasteen (U) ja arvon $g = \frac{m}{c_v}$ suhteesta.

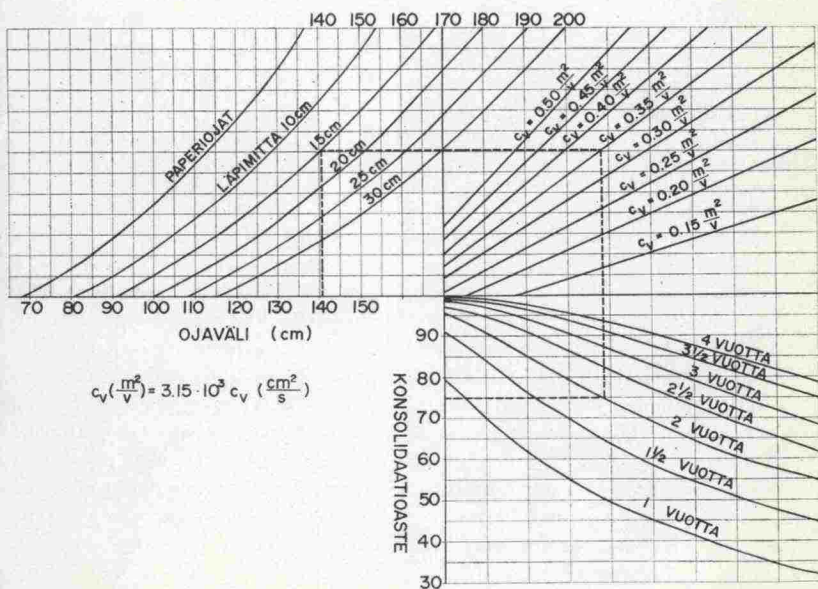
Ylipenger

Koska käytettävissä oleva rakennusaika on tavallisesti niin lyhyt, että syväojitetulla alueella tavoitellut painumat eivät ehdi ko. aikana tapahtua, täytyy painumia nopeuttaa tilapäisen ylipenkereen avulla. Tilapäinen ylipenger mitoitetetaan siten, että vakavuus pysyy riittävänä (varmuuskerroin ≥ 1.5) ja että pysyvän kuormituksen aiheuttamat lasketut painumat syntyvät ylipenkereen avulla sinä aikana, mikä on käytettävissä.

Pengerrys tehdään ojitetulla alueella tasaisina, koko tien levyisinä kerroksina. Tällöin on otettava huomioon leikkauslujuuden tilapäinen vähene-

minen ojitustyön johdosta ja lujuu-
den kasvu painumisen edistyessä.
Häiriintymisen on eräissä tapauksissa
todettu aiheuttavan 20 % pieneni-
sen leikkauslujuuden arvoon. Leik-
kauslujuuden kasvua pohjamaassa py-
ritään seuraamaan eri rakennusvai-
heissa suorittamalla pengertäytteesen
etukäteen asetettujen suojaputkien
läpi siipikairauksia.

On toivottavaa, että ylipenkeree-
seen ajetaan painumaa vastaava ker-
ros sellaista maa-ainesta, joka kelpaa
pysyvään penkereeseen. Ylipengertä
joudutaan rakennusaikana korottamaan
painumien ylitettyä 20 cm, ja/tai poh-
jamaan kantavuuden parannuttua riit-
tävästi.



Kuva 99:

Syväojien graafinen mitoittaminen (I. Huuhtasen laatima nomogrammi).

Ylipenkereen käytöstä ei yleensä ole syytä luopua, sillä penkereen painumista on vaikea saada päättymään, ellei kuormitusta rakennusajan lopussa voida keventää. Joka tapauksessa ylipenger tarvitaan heikostikin kantavilla mailla, ainakin lopuksi muutaman kuukauden ajaksi. Syväojitus suunnitelmaa laadittaessa olisi jo otettava huomioon, että ylipenger-massat voidaan käyttää edullisesti muussa rakennustyössä, esim. päällysrakenteessa syväojituskohteen valmistuttua.

Jos ylipengermassoja ei voida edullisesti käyttää myöhemmin, niin voidaan sopivissa maaperäsuhteissa aikaansaada vastaava lisäkuormitus alentamalla pohjaveden pintaa pumppuamalla.

Materiaali

Syväojitushiekan on täytettävä seuraavat ehdot:

- ojan ympärillä oleva maa-aines ei saisi sekottua ojitushiekkään, jolloin hiekan vedenläpäisevyys heikkenisi
- hiekan virtausvastuksen pitäisi olla mahdollisimman pieni
- hiekan laatu ei saisi aiheuttaa vaikeuksia ojitustyön suorittamiselle
- hiekan saannin pitäisi olla taloudellisten mahdollisuuksien rajoissa.

Pieniläpimittaisessa ojassa esiintyy aina merkittävämpää virtausvastusta kuin suuressa, mutta yleensä tällä ei ole suurta vaikutusta.

Tienrakennustöiden yleisen työselityksen mukainen syväojitushiekan

ohjealue on sama kuin eristyshiekan ohjealue (ks. osa V kohta 2.231), yli 20 mm kiviä ei kuitenkaan saa materiaalissa esiintyä.

Ruotsissa on tehty automaattisella, nopealla erikoiskoneella syväoimia myös pahvisuikaleista. Pahvisuikaleet ovat tehdasvalmisteisia, liimaamattomasta paperista, kahdesta tai kolmesta osasta liimaten tehtyjä. Niiden vedenläpäisevyys on $10^{-5} \dots 10^{-6}$ cm/s ja ne ovat 10 cm leveitä, 4 mm (paksuja), impregnoituja ja siten vähintään 2 v. kestäviä. Niissä on pituussuuntaisia, 3 mm² aukkoja vedenvirtausta varten. Nauhaa on helppo käsitellä ja se voidaan varastoida rullalle, jossa on 400 m nauhaa. Nauha painaa 0.2 kg/m.

Ojitusalueelle maanpintaan levitetävän hiekkakerroksen tulee olla rakaisuudeltaan jonkin verran karkeampaa kuin ojitushiekka.

3.143 NÄKÖKOHTIA TYÖMENETELMISTÄ

Ojitustyötä aloitettaessa levitetään ojitusalueelle ensiksi 0.3...0.5 m kerros hiekkaa, jotta syväoijista tuleva paineenalainen vesi pääsisi esteettömästi purkautumaan sitä pitkin sivuille ja jotta koneet voisivat kunnolla liikkua maanpinnalla. Hiekkakerros toimii samalla suodattimena, joka estää pengertäytteen painumisen saveen. Mikäli syväojitusalueelle tulevat vastapenkereet, on hiekkakerros ulotettava vastapenkereiden alitse niin pitkälle, että vesi varmasti pääsee pois alueelta tai on tehtävä salaojia vastapenkereen läpi.

Ojitustyö suoritetaan tavallisesti joko kaivukoneeseen liittyvillä lisälaitteilla tai erityisellä paaluranaa muistuttavalla syväojituskoneella käytämällä 15...30 cm läpimittaisia teräsputkia.

Maanpinnalla oleva routakerros, jää tai kuivakuorikerros tarvittaessa ensiksi läpäistään koneellisella kierrekairalla tms. Sen jälkeen alapäästä irtokärjellä suljettu teräsputki painetaan tai lyödään hienojakoisten maa-kerrosten läpi alapuoliseen vettäläpäisevään kerrokseen. Putki täytetään 2...3 m maanpinnan yläpuolelle syväojitushiekalla, putken alapäässä oleva luukku tai puinen tulppa avataan ja aluksi putkea nykäistään, mutta sen jälkeen se nostetaan hitaasti ja keskeytymättä. Putken nostonopeus on noin 0.5 m/s ja vapaa tyhjentyminen nopeus noin 1.1 m/s. Hiekka valuu putkesta muodostaen maahan pystysuoran, yhtenäisen hiekkapilarin. On huomattava, että maahan tulee putken alapään ulkomittaa vastaava reikä, joten hiekkaa tarvitaan putkessa yli maanpinnan tason, jotta se täyttäisi reiän. Usein putkea nostetaan aluksi 3...5 m ja vajuus täytetään uudestaan hiekalla, minkä jälkeen putki vasta lopullisesti nostetaan. Hiekan kulutuksesta voidaan tarkkailla, tulevatko syväojat huolella hiekalla täytetyiksi. Ojitushiekka syötetään putkeen tavallisesti juoksevan veden avulla. Pakkasella vesiletkut jäätyvät, hiekka kohmettuu suppilossa ja sen vuoksi joudutaan käyttämään kuumaa höyryä. Työteho laskee tämän vuoksi 10...30 %. Talviolosuhteissa voidaan myös käyttää kuivaa,

lumetonta ja jäätöntä hiekkaa, jolloin putki saadaan täyttymään täryttämällä.

Talviolosuhteissa rakennettaessa on erityisesti huomattava, että suodatin ja ojien yläpää ei saa olla jäässä, kun pengerrajetaan päälle. Jäässä oleva suodatin estää veden poistumista ojista ja edelleen jäätyneen suodattimen päälle ajettava pengerramaa hidastaa suodattimen sulamista kesällä. Erityisesti ojien tekemisessä käytettävä vesi aiheuttaa huomattavan jäätymisvaaran.

Jotta vältettäisiin jo tehtyjen syväojien vahingoittuminen, on koneiden edettävä takaperin ja liikuttava vain ojittamattomalla alueella. Ojaa tehtäessä häiriintyy maa aina jonkin verran ojan ympäriltä. Tällöin muodostuu varsinkin kerroksellisissa maissa ojiin tapahtuvaa veden virtausta jonkin verran vaikeuttava alue.

Keskimääräinen työsaavutus konetta ja työvuoroa kohti isossa työssä on ollut n. 600...650 jm ja 35...40 kpl syväojia.

3.144 PAINUMIEN TARKKAILU

Painumien seuraamiseksi on luonnonmaan ja pengertäytteen raja-asetettava työn aikana tai välittömästi penkereen valmistuttua painumatar-kistimia 20...40 m välein penkereen molempiin reunoihin. Jos rakennettava pengerrus on yli 20 m leveä (esim. nelikaistainen tie) on painumamittareita asennettava myös penkereen keskelle. Painumatarkistimia on syytä asentaa myös sellaisiin kohtiin, missä on tehty painumalaskelmia. Tarkistimia olisi yleensä asen-

nettava riittävästi, sillä tavallisesti osa vahingoittuu työn aikana. Ne voidaan tehdä esim. neliömäisistä $30 \times 30 \text{ cm}^2$ teräslevyistä ja niihin hitsatuista, jatkettavista ja $\varnothing 1''$ suojaputkella varustetuista, $\varnothing \frac{1}{2}''$ terästangoista, ks. osa I, kohta 4.72. Painumat havaitaan vaaitsemalla tankojen päät ker- ran viikossa ensimmäisen kuukauden aikana ja sen jälkeen joka toinen viikko. Kun havaitaan, että painumi- nen hidastuu ja huokosveden paine pienenee, voidaan kuormitusta jäl- leen lisätä määrällä, joka vastaa leik- kauslujuuden kasvua.

Seuraamalla painumien kehittymistä ja vertaamalla niitä ennakkolaskel- miin saadaan selville, voidaanko yli- pengerr poistaa alkuperäisen suunni- telman mukaisesti. Korkeiden penke- reiden alla on myös tarpeellista tark- kailla huokosveden paineen kehitystä pengerrystyön aikana huokosveden paineen mittareilla.

3.15. MASSANVAIHTO KAIVA- MALLA, RUOPPAAMALLA TAI PENGERTÄMÄLLÄ

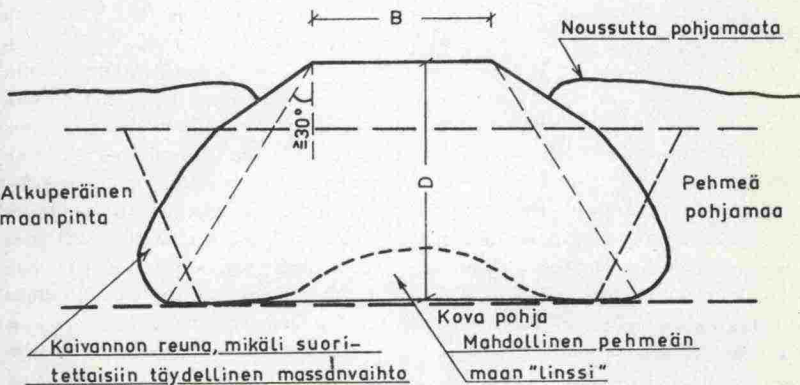
Tielinjan ylittäessä pehmeitä, ko- heesiomaa-alueita tai soita joudutaan suunnittelutöiden yhteydessä kiinnit- tämään huomiota sekä pohjamaan kantavuuteen että sen kokoonpuris- tuvuuteen. Mikäli tyydyttävää ratkai- sua ei saavuteta ilman erikoistoimen- piteitä, voidaan eräänä vaihtoehto- sena perustamistapana käyttää *mas- sanvaihtoa*, millä tarkoitetaan sitä, että huonosti kantava tai kokoon- puristuva pohjamaa vaihdetaan pa- remmaksi. Tämä voidaan suorittaa esimerkiksi *kaivamalla* tai *ruoppaa-*

malla pehmeä pohjamaa joko koko- naan tai osittain tiepenkereen alta tai *syrräyttämällä* se pengertämällä. Viimeksi mainittua tapaa kutsutaan tavallisesti *kovaan pohjaan täyttämiseksi*.

Riippumatta siitä, mitä edellä mainituista massanvaihtotavoista käytetään, on työtä suunniteltaessa kiinnitettävä huomiota seuraaviin *yleisiin näkökohtiin*:

- 1) Koska penkereen alle usein jää pehmeätä pohjamaata ja itse pengertä ei pystytä tiivistämään kun- nollisesti, syntyy pohjaan täytet- tävillä kohdilla lähes aina jälki- painumia. Jotta mahdollisimman suuri osa niistä ehtisi tapahtua ennen tien valmistumista, on työ- aikataulu suunniteltava sellaiseksi, että massanvaihtotyöt voidaan suorittaa töiden alkuvaiheessa.
- 2) Poiskaivettaville massoille on va- rattava sopivia läjitysalueita mah- dollisimman lähelle työkohdetta ks. osa III, kohta 1.25.
- 3) Täyttömateriaaliksi on varattava savettomia ja hiesuttomia kitka- maita. Parhaiten soveltuvat sora tai soramoreeni ks. osa V, kohta 2.11. Myös kalliolouhetta voidaan käyttää. Sen tulisi kuitenkin sisäl- tää jonkin verran hienoa aines- ta, jotta penkereen sisään ei pää- sisi tunkeutumaan pehmeätä poh- jamaata. Mikäli penkereen läpi myöhemmin joudutaan lyömään paaluja, esimerkiksi siltoja perus- tettaessa, on täyttömateriaalin tällä kohdalla oltava kivetöntä, mieluummin karkeata hiekkaa tai soraa.

- 4) Varsinkin pengertämällä suoritettavien massanvaihtotöiden yhteydessä liikkuu pohjamaa hyvin laajalla alueella penkereen sivuilla, jolloin tällä alueella olevat rakennukset, viemärit, vesijohdot, sähkölinjat yms. saattavat vaurioitua.
- 5) Massanvaihdon suoritustavasta riippumatta on penkereelle pyrittävä saamaan likimäärin kuvassa 100 esitetty poikkileikkausmuoto, toisin sanoen penkereen tulee levitä alaspäin siten, että se lepää kovan pohjan varassa leveydellä, jonka suuruus on $\sim B + 1.0 \dots 2.0 D$ (B = penkereen pinnan leveys, D = etäisyys penkereen pinnasta kovaan pohjaan). Mikäli penkereen alle jää huomattavasti pehmeätä maata, painuu koko penger, mikäli taas maanalaiset luiskat jäävät kovin jyrkiksi, liikkuvat sen reunat sivuille ja alaspäin.
- 6) Penkereen maanalainen muoto joudutaan tärkeimmissä työkohteissa pengertämisen jälkeen tutkimaan kairauksilla. Penkereen pohjan toteamiseksi (ei tarpeen, mikäli on tehty täydellinen poiskaivu tai ruoppaus) joudutaan käyttämään erilaisia paineilmakairoja ja näytteenottoa tai timanttikairauksia. Penkereen maanalaiset luiskat voidaan tutkia suoritamalla sivuilta käsin "pliktauksia" esim. 45° kulmassa, jolloin pehmeän pohjamaan ja kovan pengermateriaalin raja voidaan helposti tuntea ja sen etäisyys kairauspisteestä mitata.
- 7) Massanvaihtokohdan voidaan katsoa valmistuneen vasta sitten, kun penkereen painumisen on havaittu päättyneen, mikä edellyttää jatkuvaa painumatarkkailua. Tämän vuoksi on penkereen päälle sijoitettava painumamittareita, ks. osa I, kohta 4.72.



Kuva 100:

Kaavakuva vakaasta penkereestä.

Painumamittauksia on työn alkuvaiheessa suoritettava melko tiheästi, 1...2 kertaa viikossa, myöhemmin painumien tasaannuttua 1...2 kertaa kuukaudessa. Tulokset on esitettävä osassa I, kohta 4.72 esitetyn periaatteen mukaisesti.

- 8) Massanvaihtokohdissa joudutaan pengerrys lähes poikkeuksetta suorittamaan täysikorkeana päätypenkereenä (mahdollinen ylipenger mukaan luettuna). Mikäli penkereen avulla pyritään syrjäyttämään pehmeätä pohjamaata on se pyrittävä auraamaan kummallekin sivulle pitämällä penkereen keskiosaa hieman reunojen edellä. Kovan pohjan ollessa sivukalteva (kaltevuus $> 10^\circ$) on auraus suoritettava alamäkeen siten, että penkereen matalamman pehmeikön puoleista reunaa pidetään pengerrettäessä hieman toisen reunan edellä.

3.151 MASSANVAIHTO KAIVAMALLA

Kaivamalla suoritettavalla massanvaihdolla ymmärretään sitä, että pehmeä pohjamaa kaivetaan kokonaisuudessaan pois penkereen alta.

Kaivamalla suoritettavaa massanvaihtoa voidaan edullisesti käyttää esimerkiksi suhteellisen matalilla soilla, missä kova pohja on välittömästi turpeen alla. Samoin sen avulla on usein ylitetty lyhyehköjä ja matalia koheesiomaapehmeikköjä. Edelleen sitä on usein käytetty paalutettujen

alueiden päissä, missä paalupituus jäisi hyvin lyhyeksi ($< 3...4$ m).

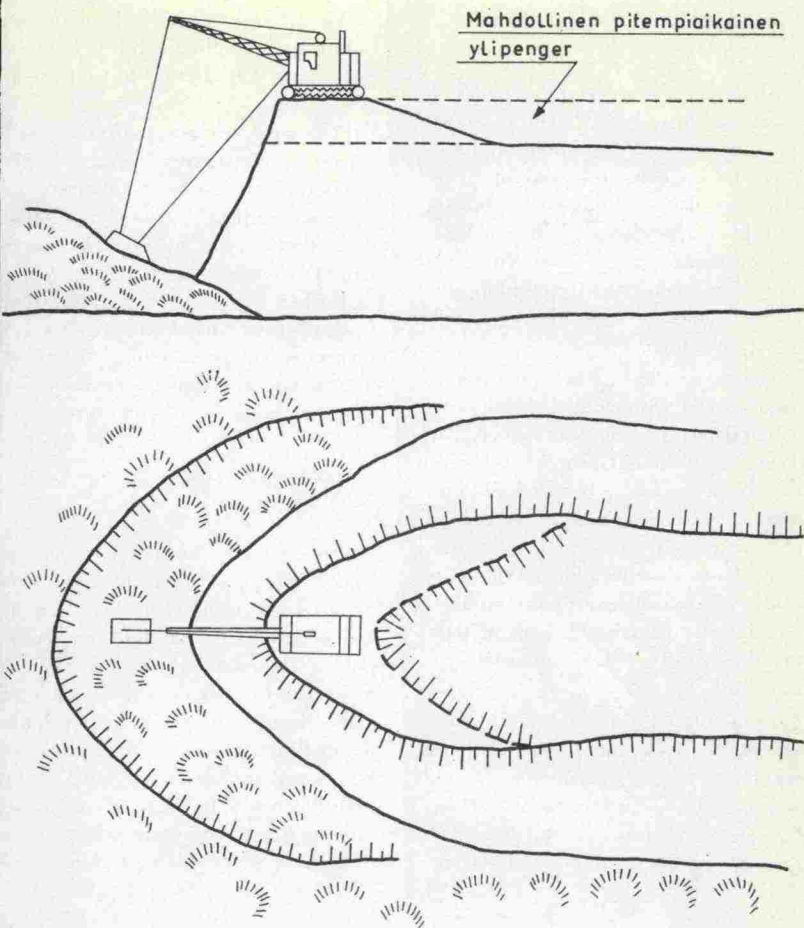
Tavanomaisissa töissä on kaivussyvyys yleensä vaihdellut 2...5 m. Tätä suurempia syvyyksiä ei lähinnä taloudellisista syistä ole käytetty. Jokin muu perustamistapa, esimerkiksi paalutus, on tällöin tullut edullisemmaksi.

Kaivu voi tapahtua joko erillisenä toimenpiteenä pehmeän maan päältä ennen penkereen ajoa tai penkereen kärjeltä käsin välittömästi sen edellä kuvan 101 osoittamalla tavalla. Ensiksi mainittua tapaa voidaan käyttää esimerkiksi talvisaikaan soilla, missä kaivannon reunojen stabiilisuus on yleensä hyvä. Pehmeillä koheesiomailla tämä ei useinkaan ole mahdollista luiskien sortuilemisen vuoksi. Tällöin joudutaan käyttämään jälkimmäistä työtapaa.

Mikäli penkereen alle kaivuusta huolimatta jää huonosti kantavaa maata, voidaan penkereen painumia jouduttaa ja sen vakavuus tarkistaa kuormittamalla pengertä 1...2 m korkuisella ylipenkereellä.

Kaivannon luiskat tehdään tavallisesti melko jyrkiksi noin kaltevuuteen 1:1, mikä tavallisesti riittää turvemilla ja pehmeillä koheesiomaillakin, jos täyttö tapahtuu välittömästi kaivun perässä. Kaivanto on tavallisesti osittain veden täyttämä, mikä lisää vakavuutta. Syvissä kaivannoissa voidaan käyttää loivempia luiskia, esimerkiksi 1:1.5 tai 1:2, mikä lisää kustannuksia, koska kaivettava maamäärä kasvaa.

Kaivutyöt suoritetaan tavallisesti laahakauhalla. Tällöin on edullista,



Kuva 101:
Massanvaibdon suorittaminen penkereen päältä kaivaen.

mikäli massat voidaan läjittää ilman välikuormausta suoraan penkereen sivuille. Esimerkiksi suoalueilla tämä on yleensä mahdollista. Mikäli välikuljetuksiin joudutaan turvautumaan,

on ajomatkat pyrittävä järjestämään mahdollisimman lyhyiksi ja kaatopaikat helppopääsyisiksi (ks. osa III, kohta 1.25).

3.152 MASSANVAIHTO RUOP- PAAMALLA

Mikäli on suoritettava suurehkoja massanvaihtoja (yli 40 000 ... 50 000 m³) vedenalaisina tai kohdissa, missä kaivantoon helposti saadaan runsaasti vettä, voidaan kaivutöissä joissakin tapauksissa edullisesti käyttää ruoppauskoneita. Kohteen tulisi kuitenkin sijaita siten, että ruoppauskalusto voidaan sinne helposti kuljettaa mieluiten vesitse.

Tiepenkereiden alta ruopattavat massat ovat pehmeitä koheesio- tai välimaalajeja, joiden poistaminen voidaan edullisimmin suorittaa imuruoppaajalla. Sen edullisuutta muiden mallien rinnalla lisää mm. se, että massat voidaan pumpata suoraan läjitysalueelle ilman välikuljetuksia. Erikokoisten imuruoppaajien tärkeimmät ominaisuudet on esitetty taulukossa 15. (Maa- ja vesirakennus 1968)

Taulukosta 15 ilmenee että kaivusyvyys on eräs ruoppaajien käyttöä rajoittava tekijä. Samoin on läjitysalueen oltava suhteellisen lähellä. Etäisyyttä voidaan lisätä välipumppaamon avulla korkeintaan 1 000 m,

jonka jälkeen muut kuljetustavat muuttuvat edullisemmiksi. Edelleen korkeusero lyhentää pumppausetäisyyttä.

Pengerrys voidaan suorittaa välittömästi ruoppauksen perään edellä esitettyjä periaatteita noudattaen.

Tavanomaisissa tienrakennustöissä ovat poistettavat massamäärät ruoppausta silmällä pitäen usein pieniä ja kohteet vaikeapääsyisiä. Lisäksi ne voidaan usein rakentaa tyydyttävästi tavanomaisia menetelmiä käyttäen. Tämän vuoksi on ruoppauksen käyttö tähän tarkoitukseen ollut vähäistä.

3.153 MASSANVAIHTO Penger- TÄMÄLLÄ

Pengertämällä suoritettava massanvaihto eli pohjaantäyttö on periaatteessa mahdollista suorittaa lähes kaikilla pehmeiköillä, missä maapohjan huonon kantavuuden takia tavanomainen rakentaminen ei ole mahdollinen. Kustannussyistä voidaan luonnollisesti joutua valitsemaan jokin muu rakennustapa (esim. paalutus). Samoin on esteenä usein se, että pohjaantäytön yhteydessä maapenkereen sivuilla liikkuu hyvin laa-

Taulukko 15. Imuruoppaajien teknillisiä arvoja.

Paineputken halkaisija (mm)	Pumpun teho (m ³ /h)	Maksimityösyvyys (m)	Maksimikuljetusetäisyys (m)	Ruoppaajan mitat L×B×H (m)	Moottorin teho (hv)
250	480	7	600	17,0×3,3×1,5	262
400	2 000	12	1 000	23,5×6,1×2,0	680
450	2 600	14	1 200	25,0×8,0×2,8	825

jalla alueella, jolloin siellä olevat rakenteet saattavat vaurioitua jopa yli 100 m etäisyydellä penkereestä.

Pengertäminen on suoritettava täysikorkeana päätypengerryksenä ja materiaalina käytettävä karkeata kitkamaata. Vain silloin, kun pohjamaa on hyvin pehmeää ja varmuuskerroin sortumista vastaan penkereen sivuilta nousevat vastapainoina toimivat massat huomioon ottaen on huomattavasti alle yhden (< 0.8), voi pohjaantäyttö onnistua yksinomaan pengertämällä. Yleensä joudutaan penkereen painumisen edistämiseksi suorittamaan määrättyjä lisätoimenpiteitä, joita ovat:

- 1) osittainen poiskaivu penkereen alta
- 2) penkereen sivuilta nousseen maan poiskaivu
- 3) räjäytykset pohjamaassa ennen penkereen ajoa
- 4) räjäytykset penkereen sivuilla pengertämisen jälkeen
- 5) ylipenkereen käyttö
- 6) edellisten yhdistelmä.

Osittainen kaivu on syytä suorittaa silloin, kun pehmeän maakerroksen päällä on kova kuivakuorikerros tai puinen ja juurinen pintaturve, joiden poistaminen helpottaa huomattavasti pengermassojen painumista. Kaivussyvyys on tavallisesti n. 2 m ja sen tulee olla koko penkereen levyinen.

Täytön yhteydessä nousee pehmeätä pohjamaata tavallisesti penkereen sivuilta, missä se alkaa toimia vastapainona haitaten penkereen painumista. Monissa täyttötöissä se mää-

rätään poistettavaksi määräleveydeltä ja määrätyn tason yläpuolelta. Veteen suoritettavissa täytöissä tämä taso on tavallisesti veden pinta, jonka yläpuolella massojen paino ratkaisevasti lisääntyy ($1 \text{ t/m}^3\text{:llä}$).

Täyttö helpottuu huomattavasti, jos pohjamaan lujutta ennen penkereen ajoa pienennetään räjäytyksin. Samalla pengertä varten valmistetaan ympäristöään heikompi ura, mikä estää tai ainakin vähentää massojen sivulle karkaamisen mahdollisuutta. Räjähdysaine (dynamiitti) painetaan maahan penkereen levyiselle alueelle teräsputkissa n. 2...4 m välein toisistaan. Räjähdysainetta tarvitaan n. 50 g syrjäytettävää maakuutiometriä kohti, ja se sijoitetaan siten, että räjähdyskeskipiste joutuu pehmeikön puoleen syvyyteen tai jonkin verran sen alapuolelle. Koko ladattu kenttä räjäytetään samanaikaisesti. Yhdellä kerralla voidaan räjäyttää vain sen verran kuin ehditään pengertää seuraavan 1...2 vrk kuluessa, ennen maan lujouden palautumista.

Täyttötöiden yhteydessä jää penkereen maanalainen osa helposti epävakaiseen pisaran muotoiseen tilaan, mikä saattaa aiheuttaa ainakin luiskien jälkipainumista. Sen muotoa voidaan suhteellisen helposti korjata suorittamalla räjäytyksiä penkereen sivuilla. Tässä tarkoituksessa painetaan teräsputkilla räjähdyspanokset sivuilta käsin mahdollisimman pitkälle ja syvälle penkereen luiskien alle. Putkien välin tulee olla 3...5 m ja tarvittava räjähdysmäärä 5...6 m pehmeikkösyvyydellä n. 1 kg/m tien kummallakin puolella ja 10 m peh-

meiköllä n. 2 kg/m. Räjähdyskeskipisteen tulee olla lähellä kovaa pohjaa. Penkereen ja varsinkin sen luisien tulee olla työtä suoritettaessa ylipenkereen kuormittama. Syntyneet painumat on välittömästi täytettävä.

Painumien varmistamiseksi ja jälkipainumien nopeuttamiseksi on usein edullista kuormittaa pengertä 1...2 m korkuisella ylipenkereellä. Täytön aikana voidaan penkereen kärjellä käyttää tilapäistä vielä korkeampaa ylipengertä. Penkereen painumisen ylittäessä 15...20 % ylipenkeren korkeudesta on painuma täytettävä.

Useimmissa pohjaantäyttötöissä joudutaan edellä mainittuja tehostekeinoja yhdistelemään ja jopa käyttämään niitä kaikkia saman aikaisesti.

3.16 PAALUTUS

3.161 KÄYTTÖMAHDOLLISUUDET

Paalutusta käytetään penkereen perustamistapana silloin, kun penkereen vakavuus on riittämätön tai maapohjan kokoonpuristuminen muodostuu haitallisen suureksi, eikä muiden pohjanvahvistusmenetelmien käyttö kustannussyistä, työn mahdollisen epäonnistumisen takia tai ympäristöolosuhteista johtuen tule kysymykseen. Paaluperustuksen valintaan johtavana syynä on vakavuudella yleensä painumia ratkaisevampi merkitys, joskin molemmat kysymykset esiintyvät usein samanaikaisesti paksujen koheesiomaakerrostumien alueilla. Pelkästään painumien poistamiseksi käytetään paalutusta tavallisimmin siltoi-

hin liittyvien pengerosien perustamistapana, sekä painumien tasaamiseksi ns. siirtymäpaalutuksena paaluille perustetuilta rakenteilta kokoonpuristuvalla pohjamaalla siirryttäessä. Siirtymäpaalutusta on käsitelty yksityiskohtaisemmin kohdassa 3.172.

Kustannuksiltaan paalutukseen nähden lähinnä vertailukelpoinen pohjanvahvistustapa on massanvaihto. Kun molemmilla menetelmillä on penkereen perustamista ajatellen likimain samat teknilliset tavoitteet, voidaan niitä useimmiten pitää vaihtoehtoisina, joiden välisen kustannusvertailun pohjalta perustamistapa lopullisesti määräytyy. Sellaisilla alueilla, missä massanvaihto edellyttää syvää kaivua tai suurta täyttösyvyyyttä, muodostuu paalutus yleensä edullisemmaksi. Paksuturpeisilla ja veteläpohjaisilla soilla on pengerpaalutusta kuitenkin vältettävä. Mikäli massanvaihdon onnistuminen on pohjamaan lujusominaisuuksien tai suuren täyttösyvyyden takia epävarmaa, jää paalutus usein ainoaksi perustamismahdollisuudeksi. Pengerkevennyksen kanssa paalutus on kilpailukykyinen ratkaisu korkeiden penkereiden osuuksilla, missä kevyttäytteen paksaus muodostuisi suureksi, varsinkin mikäli tarpeellinen paalutusvyvyys on kohtuullinen.

Koska paalutustyö voidaan tehdä vaihteittain ja rajoitetussa työtilassa aiheuttamatta suoranaista uhkaa penkereen välittömässäkään läheisyydessä olevien rakenteiden vakavuudelle, soveltuu paalutus muita menetelmiä paremmin penkereiden perustamistavaksi asutuskeskuksissa. Erityisesti kau-

punktiolosuhteissa ei perustamisratkaisujen tekoon jää useinkaan valinnanvaraa, vaan tie- ja katupenkereet joudutaan rakentamaan paaluille.

Pengerpaalutuksen edustaessa verrattain kallista, joskin korkeatasoista perustamista tienrakennuksessa, on sen käyttö ylempiluokkaisten teiden perustamistapana edullisempaa ja paremmin perusteltavissa kuin alempiluokkaisilla teillä, missä paalutuskustannusten osuus rakennustyön kokonaiskustannuksista saattaa muodostua huomattavan suureksi. Kaikissa tapauksissa tulee suunnitelmat laatia kuitenkin siten, että tarpeettomalta paalutukselta vältytään ja paalutettavat osuudet saadaan rajoitetuksi mahdollisimman lyhyelle matkalle.

3.162 PAALUTYYPIT JA MATERIAALIT

Penkereiden paaluperustukset rakennetaan lyöntipaaluja käyttäen. Tarkoitukseen sopivina paalutyypeinä tulevat lähinnä kysymykseen kovan pohjaan lyötävät tukipaalat sekä kitka- ja koheesiopaalat, joiden kantavuus perustuu paalun vaippapinnan ja sitä ympäröivän maan väliseen kosketukseen. Käytännössä paalat ovat usein edellisten välimuotoja kantavuuden muodostuessa sekä paalun kärki- että vaippavastuksesta. Penkereet pyritään muiden rakenteiden tavoin perustamaan ensisijaisesti tukipaaluille. Vaippakantoisten paalujen käyttö on, rakenteiden sen sallissa, perusteltua silloin, kun niillä päästään taloudellisempaan lopputulokseen kuin tukipaaluilla. Koheesio-

paaluja käytetään yleisimmin siirtymäpaalutuksissa.

Pengerpaalutuksessa tavallisimmin käytetty paalumateriaali on puu. Puupaalat valmistetaan vastakaadettujen ja puuainekseltaan terveiden havupuiden rungoista katkaisemalla oksat puun pintaa myöten. Kitka- ja koheesiopaaluista on lisäksi poistettava puun kuori ainakin kantavan osan pituudelta. Vaippakantoisina paaluina käytetään pengerpaalutuksessa yksinomaan puupaaluja. Tukipaalumateriaalina tulee puun ohella kysymykseen myös teräsbetoni. Korkean hankintahintansa vuoksi eivät tehdasvalmisteiset betonipaalat kuitenkaan vielä ole kilpailukykyisiä puupaalujen kanssa yhtenäisten ja laajojen kenttien paalutuksessa. Betonipaalujen käyttö rajoittuukin toistaiseksi sellaisten penkereenosien paaluttamiseen, missä puupaalujen käyttö ei rakenteellisten vaatimusten, suurten paalukuormien tai lahoamisvaaran takia tule kysymykseen.

3.163 PAALUJEN LAATUVAATIMUKSET

Pengerpaalutuksessa käytettävien paalujen tulee kaikilta osiltaan täyttää pohjarakennusnormien mukaiset laatuvaatimukset. Paalujen laatuvaatimuksia on käsitelty tarkemmin kohdassa 3.541.

3.164 PAALUPERUSTUKSEN SUUNNITTELU

Paalutyypin valinta

Paalutyypin määräävät ensisijaisesti kovan pohjan asema, maakerrostus-

mien laatu sekä rakenteille sallittavat liikkeet. Mikäli kova pohja on niin syvällä, ettei tukipaalujen käyttö ole tarkoituksenmukaista, tulee paalutyypinä kysymykseen lähinnä kitkapaalu. Kun kitkapaalujen kantavuus kasvaa syvyyden mukana yleensä huomattavasti nopeammin kuin paalutus-kustannukset, päästään niillä monesti tukipaalutusta edullisempaan tulokseen jo kohtuullisella paalutussyvyydellä.

Koheesiopaalujen käyttö tulee kysymykseen ainoastaan paksujen koheesiomaakerrosten alueilla. Koska suurten kantavuusarvojen saavuttaminen on koheesiomaan vähäisen lujuuden takia vaikeata, soveltuvat koheesiopaalut siirtymäpaalutusten ohella vain matalien penkereiden paalutuksiin. Tällöinkin saattavat savikerrostuman läpi lyötävät kitka- tai tukipaalut johtaa kustannuksiltaan edullisempaan ratkaisuun.

Vaikkakin myötävien paaluperustusten käyttö on penkereiden alla yleensä sallittua, on siltoihin liittyvien penkereenosien paaluperustukset rakennettava liikkumattomiksi, joko tukipaaluja tai riittävän syvälle lyötyjä kitkapaaluja käyttäen.

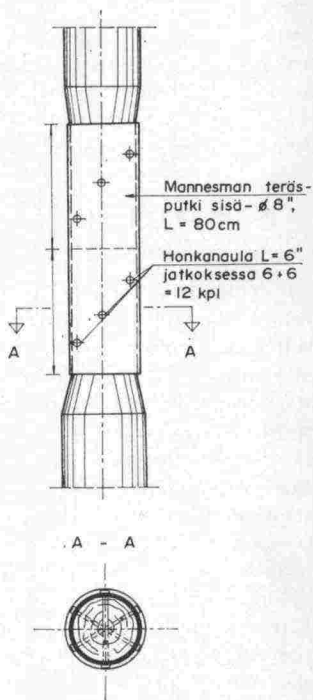
Paaluperustuksen mitoitus

Kun pengerkuorma jakautuu paaluille tasaisesti, muodostaa penkereen paaluperustus yhtenäisen kentän, jossa paalut sijaitsevat säännöllisin välein. Penkereen oman painon lisäksi on mitoituksessa otettava huomioon tasainen liikennekuorma, jonka suuruudeksi valitaan tavallisesti 1 t/m^2 .

Paalutiheys määräytyy sallitun paalukuorman perusteella. Paalutyypistä riippumatta tulisi paalukentän mitoituksessa päästä $1 \dots 2 \text{ m}$ paaluväliin. Matalien penkereiden osuuksilla tätä suurempi paaluväli vaikeuttaa jo pengerkuorman siirtymistä paaluille.

Tukipaalu

Tukipaalujen kantavuutta määritettäessä otaksutaan kuormituksen siir-



Kuva 102:
Tienrakennustöiden yleisen työselityksen (1969) mukainen puisen pengerpaalun jatkos.

tyvän kokonaisuudessaan paalun alapään kautta tukipohjaan. Tällöin sallitun paalukuorman suuruus saadaan kertomalla paalun alapään poikkipinta-ala paalulle sallitun jännityksen arvolla. Puisille ja betonista valmistetuille tukipaaluille saadaan sallitun jännityksen arvona käyttää kohdassa 2.323 annetun suosituksen perusteella 75 kg/cm^2 , mikäli paalupituus on vähintään 5 m. Tätä lyhyemmissä paaluissa vähennetään sallittua jännitystä 20 % jokaista metriä kohti. Tukipaalujen pituuden tulee olla kuitenkin vähintään 3 metriä.

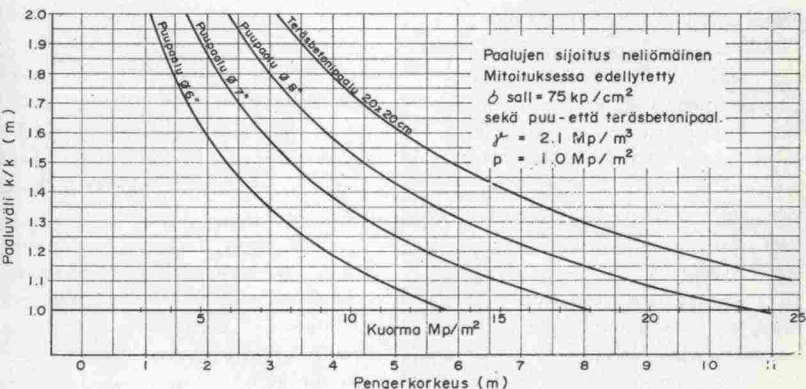
Pengerpaalutuksessa tulee puisten tukipaalujen jatkaminen kysymykseen vain silloin, kun paalupituus muodostuisi suuremmaksi kuin 12 metriä. Jatkostapojen tulee olla luotettavia, ja niiden vaikutus sallittuihin paalukuormiin on aina selvitettävä. Mikäli jatkostyyppinä käytetään kuvassa 102 esitettyä sylinterijatkosta, joka kestää myös taivutusrasituksia, ei tukipaa-

luille sallittujen paalukuormien vähentäminen ole tarpeellista. Betonipaalujen jatkamiseen soveltuu parhaiten lukittava ns. momenttijatkos, jonka käyttö ei aiheuta muutoksia sallittuun paalukuormaan.

Paalukoko on valittava niin, että mitoituksessa päästään mahdollisimman edulliseen ratkaisuun. Puisten tukipaalujen latvaläpimitan tulee kuitenkin olla vähintään $\varnothing 5''$. Yleisimmin käytetyt koot ovat $6'' \dots 8''$. Betonipaalujen käytännöllisin poikkileikkauskoko on mitoituksen kannalta $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$. Paalukoon vaikutusta paaluvälin ja kuormituksen väliseen riippuvaisuuteen voidaan tarkastella kuvasta 103, missä tukipaalujen mitoitusohje on laskutyön nopeuttamiseksi laadittu piirroksen muotoon.

Kitkapaalut

Kun kuormituksen otaksutaan kitkapaaluissa siirtyvän pääasiassa paa-



Kuva 103:
Tukipaalujen mitoitusmonogrammi.

lun vaippapinnan kitkan välityksellä sitä ympäröiviin maakerroksiin, on kitkapaalujen mitoituksessa otettava huomioon paitsi paaluaineksille sallittu jännitys myös maapohjalle sallittava kuormitus. Kitkamaan kokoonpuristumisesta aiheutuvilla laskeutumisilla ei pengerraalutuksessa ole merkitystä.

Käytännössä paalukentän mitoitus on usein sopivinta suorittaa niin, että kitkapaalulle sallitun paalukuorman arvona käytetään latvaläpimitaltaan samankokoisen tukipaalun sallittua paalukuormaa, jolloin paaluainekselle sallittu jännitys voidaan käyttää täysin hyväksi. Tarpeellinen paalupituus on määritettävä sallitun paalukuorman ja kitkapaalun vaippapinta-alan perusteella niin, että varmuus maapohjan murtumista vastaan muodostuu riittävän suureksi. Kitkapaaluina käytetään latvaläpimitaltaan normaalikokoisia puupaaluja.

Tarpeellinen paalupituus tulisi selvittää mieluummin jo suunnitteluvaiheessa paalumenekin ja kustannusten oikeaa arviointia varten. Luotettavimmin tämä käy päinsä eri pituisten kitkapaalujen koekuormituksella, jolloin mitoitusvarmuudeksi voidaan yleensä ottaa 1,5 (vrt. taitorakenteiden osalta kohta 2.122). Paalutuskäyttö soveltuu tarkoitukseen vain sillä edellytyksellä, että samanlaisissa olosuhteissa suoritetuista kitkapaalutuksista on käytettävissä riittävästi kokemuksia. Maaperäsuhteiden vertailuperusteena on oltava luotettava pohjatutkimus. Mitoitusvarmuus vaihtelee tällöin tavallisesti 2...4. Maapohjan kantavuuskaavoja

ei kitkapaalujen mitoituksessa saa käyttää.

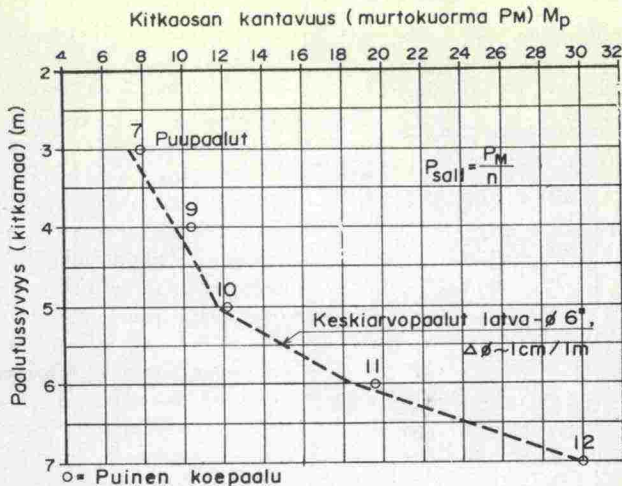
Kun kitkapaalut joudutaan pengerraalutuksen yhteydessä lähes aina lyömään koheesiomaakerroksen läpi, on tärkeää, että kantavana osana pidetään vain sitä osaa paalusta, joka on luotettavasti kitkamaassa. Painuvasta koheesiomaasta aiheutuu paaluille pikemminkin lisärasituksia. Mikäli kitkapaaluja joudutaan jatkamaan, on jatkoskohta sovittava koheesiomaakerroksen osalle.

Kuvassa 104 on esitetty piirrosesimerkki kitkapaaluille tyypillisestä mitoitusohjeesta, joka on laadittu koekuormitusten perusteella.

K o h e e s i o p a a l u t

Koheesiopaalun sallittu kuorma määräytyy paalun ja sitä ympäröivän maan rajapinnassa sallittavan leikkausjännityksen perusteella, joka on mitoitusvarmuuden edellyttämä osamaa-aineksen leikkauslujuudesta. Sallittu paalukuorma saadaan kertomalla sallitun jännityksen arvo paalun kantavan osan vaippapinnan alalla. Sallitun jännityksen arvo lasketaan maan lujuusvaihteluista riippuen joko keskimääräisenä koko paalun pituudelle tai kerroksittain, jolloin paalun kantavuus saadaan osakantavuuksien summana.

Mikäli maan leikkauslujuus määritetään siipikairauksella tai laboratoriokeuin, on sallittua leikkausjännitystä laskettaessa käytettävä varmuutta 2...3. Mitoitettaessa paalut koekuormituksen perusteella saadaan varmuuskertoimen arvoksi ottaa 1,5...2. Jos maan pintakerrosten odotetaan



Kuva 104:
Esimerkkitapaus koekuormituksen käyttämisestä hyväksi kitkapaalutuksen mitoituksessa.

painuvan huomattavasti enemmän kuin alempana olevan maan, ei niiden alueelle jäävää paalunosaa saa pitää kantavana painumisesta aiheutuvien lisäkuormien takia. Jatketussa koheesiopaalussa saadaan kantavaksi osaksi laskea vain alin paalu. Pengerpaalutuksessa ei jatkettujen koheesiopaalujen käyttö ole tarkoituksenmukaista.

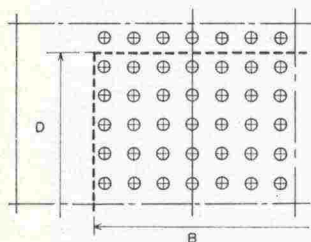
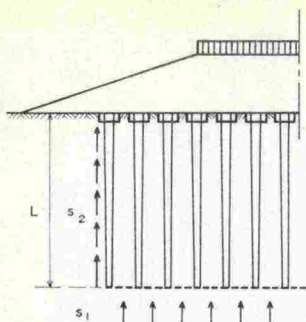
Kun penkereen paalukenttä koostuu lukuisista lähekkäin olevista paaluista, ei yksittäisten paalujen kantavuuden selvittäminen riitä, vaan sen lisäksi on tutkittava myös paaluryhmien vajoamisvaara. Paaluryhmälle sallittava kuormitus saadaan jakamalla ryhmän murtokuormitus varmuuskertoimen arvolla 2...3. Murtokuormitus lasketaan kuvassa 105 esitetyllä tavalla ryhmän "kärkivastuksen" ja sen pysytysuoraa rajapintaa vastaavan "vaippavastuksen" summana. Vajoamisvaaran

välttämiseksi tulisi koheesiopaalujen välin olla vähintään 1 m.

Paaluperustuksen laskeutumisella ei ole haitallista vaikutusta pengerrakenteisiin, mikäli se tapahtuu likimain tasaisesti. Maapohjan kokoonpuristumista käytetään koheesiopaalujen mitoitusperusteena vain siirtymäpaalutuksessa, jonka mitoittamista on käsitelty tarkemmin kohdassa 3.172.

Paalujen sijoitus

Paalujen sijoitus on suunniteltava siten, että niiden muodostama järjestelmä peittää tarkoin paalutettavan alueen ja takaa edellytykset paalujen staattisesti oikealle toiminnalle. Paalujärjestelmän on oltava lisäksi selväpiirteinen, jotta paalujen paikat voitaisiin helposti mitata ja merkitä maastoon.



$$Q_{sall} = \frac{Q_{murto}}{n}$$

$$Q_{murto} = N_c \times s_1 \times DB + 2 \times s_2 \times L \times (D + B)$$

N_c kantavuusvakio

s_1, s_2 leikkauslujuudet

Kuva 105:

Koebesioaaluryhmän murtokuormituksen laskeminen.

Paaluvälin vähimmäisvaatimusten suhteen on noudatettava pohjarakennusnormien ohjeita. Paalut sijoitetaan tielinjaan nähden poikittaissuuntaisiin riveihin mitoituksen määräämin tasavälein ja symmetrisesti tien keskilinjaan suhteen. Neliönmuotoiset erilliset paaluhatut voidaan sovittaa kenttään tarkoituksenmukaisimmin siten, että peräkkäisten paalurivien välimatka valitaan yhtä suureksi kuin poikittais-

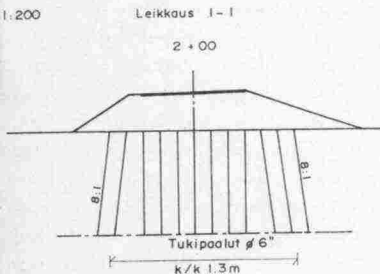
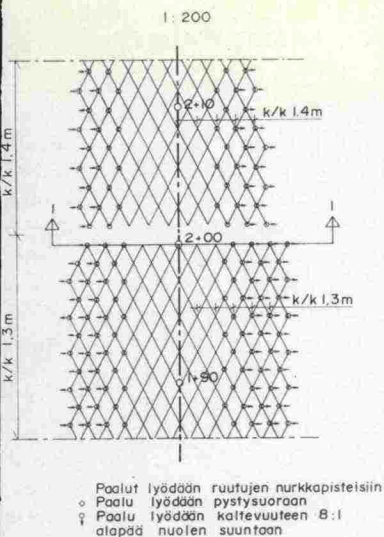
rivin paaluväli. Peräkkäisten rivien paalut saadaan tällöin sijoittaa toisiinsa nähden joko kohdakkain tai limitysten. Limittäissijoitus tehostaa paalukentän staattista toimintaa.

Paalukenttä on ulotettava niin pitkälle pengerluiskiin kuin vakavuus sitä edellyttää. Penkereen reunaosiin sijoitettavat paalut tulisi lyödä vino-paaluina suuntaamalla yläpää tien keskilinjalle päin. Sopiva lyöntikaltevuus on 6:1...8:1. Mikäli siltojen maatuikiin liittyvät penkereet muodostuvat korkeiksi, on usein perusteltua ottaa maanpainequormaa myös pengerpaalutuksella lyömällä lähinnä maatuukea olevat paalurivit mitoituksen määräämään kaltevuuteen. Suurempia kaltevuuksia kuin 4:1 ei tulisi käyttää, koska paalujen maahanlyönti tällöin vaikeutuu.

Paalutussuunnitelmaan on liitettävä kuvan 106 mukainen paalutuspiirustus, missä paalujen sijoitus, kaltevuudet, mitat ja paaluväli on esitetty sekä kartalla että penkereen tyyppi-poikkileikkauksissa. Mikäli paalutettava alue on laaja, voidaan ko. tiedot esittää kuvan 107 mukaisen paalutuskavion muodossa.

Pengerkuorman siirtäminen paaluille

Pengerkuorman siirtyminen paaluille pelkästään penkereen oman rakenteen välityksellä edellyttää yleensä verrattain korkeata pengertä, hyvin kehittyntä kuivakuorikerrosta ja riittävän suurta paalutiheyttä. Mikäli pohjamaa on pehmeää ja sen kokoonpuristuvuus on suuri, tulisi korkean penkereen rakentamista suojaa-



Kuvat 106 ja 107:
 Esimerkki paalutuspiirustuksesta.

mattomaan paalukenttään välttää, koska pengermassat paalujen väliin tunkeutuessaan saattavat aiheuttaa vaurioita paaluperustukseen.

Louhoskivikerros

Pengerkuorman jakautumista paaluille voidaan tehostaa paalukenttään ajettavan louhoskivikerroksen avulla,

jonka paksuuden tulisi olla ainakin 1.5 kertaa paalujen keskinäinen etäisyys. Kartiomaisiksi veistettyjen paalunpäiden ulottaminen täyteeeseen edistää kiilavaikutusta. Kuormituksen holvautuminen paaluille paranee vielä, jos paalujen yläpää suunnataan vinoasti penkereen keskustaa kohti.

Matalissa penkereissä ei riittävän paksun louhostäytteen käyttäminen ole rajoitetun pengertilan takia mahdollista, ellei pengerpaksuutta voida lisätä maaleikkauksella. Samalla pitäisi käyttää suurempaa tukipaalu tiheyttä kuin mitoitus edellyttää, jotta pengerkuorma saataisiin siirtymään paaluille ilman lisärakenteita.

Puuarinat

Vetelässä pohjamaassa voi harkita puuarinan rakentamista paalujen väliin, jotta penger saataisiin laskeutumaan tasaisemmin paalujen varaan ja pengermassojen vajoaminen paalujen väliin tulisi rajoitetuksi. Arina rakennetaan yleensä kaksinkertaisena telana latvaläpimitaltaan Ø 4" oksituista havupuunrungoista. Mikäli arina jää pohjavedenpinnan yläpuolelle, on se suojattava lahoamista vastaan peittämällä puut kosteutta pidättävällä maalla.

Nykyisin puuarinoiden käyttäminen paalutuksen yhteydessä on jäänyt hyvin vähäiseksi.

Teräsbetoniset paaluhatut

Yleisimmin ja samalla sopivimmin siirretään pengerkuorma paalukenttään teräsbetonista valmistettujen paaluhattujen välityksellä. Käytännöl-

lisistä syistä pengerpaalutuksessa käytetyt paaluhatut ovat yleensä neliönmuotoisia. Paaluhatun koko valitaan tavallisesti kuvan 108 mukaisesti. Penkerpaalutuksen yhteydessä tavallimmin käytetyt paaluhattutyypit on esitetty kuvassa 109.

Paaluhatut joko tilataan tehdasvalmisteisina tai valetaan suoraan paalujen päihin työkohteessa. Paaluhatut sijoitetaan pengerpaalutuksessa yleensä niin, että niiden yläpinta asettuu maanpinnan tasoon, edellyttäen, että epämääräinen pintamaa-, turve- tai multakerros on paaluhatun alta poistettu. Pistekuormien tasaamiseksi sekä paalujen lahoamisvaaran vähentämiseksi paaluhattujen päälle levitetään 30...40 cm paksuinen vettäpidättävä moreeni- tai hietakerros. Tämän päälle voidaan ajaa louhoskivikerros holvivaikutuksen parantamiseksi.

Yhtenäinen teräsbetonilaatta

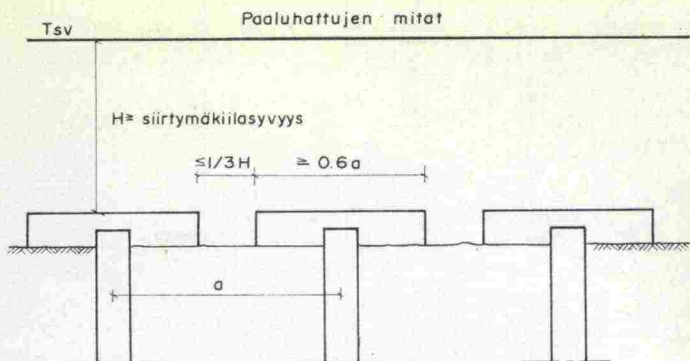
Yhtenäinen teräsbetonilaatta joudutaan rakentamaan penkereen paalukenttään silloin, kun erillisten paaluhattujen käyttö ei paaluperustuksen liikkumattomuudelle asetettujen vaatimusten takia tule kysymykseen. Useimmiten sitä on käytetty siltojen maatuikiin rajoittuvien pengerosien paalutuksessa. Laattaa voidaan harkita käytettäväksi myös pehmeäpohjaisilla alueilla, missä paalujen sivuvastus on erillisten paaluhattujen käyttökelpoisuutta ajatellen riittämätön. Työkohteissa valettavat laatat on varustettava tarpeellisilla liikuntasauomoilla.

3.165 PAALUPERUSTUKSEN RAKENTAMINEN

Ennen maahan lyömistä on tuki paalujen alapää tasattava niin, että paalut toimivat tarkoitetulla tavalla. Kitka- ja koheesiopaalujen kantavaran osan kuoriminen olisi tehtävä mahdollisimman myöhäisessä vaiheessa etteivät paalut kuivuisi ja halkeilisi. Jos paalutus suoritetaan kivisessä maassa, on puupaalujen alapäävät vahvistettava. Tukipaalujen liukuminen kallion pintaa pitkin on estettävä luotettavilla kalliokärjillä.

Mikäli tuki- ja kitkapaalujen lyöntisyvyys ei suunnitteluvaiheessa ole voitu määrittää, on työkohteessa suoritettava koepaalutuksia ennen varsinaista paalutusta. Koepaalujen maahan lyömiseen käytettävän työmenetelmän ja lyöntikaluston tulee olla sama kuin lopullisessa paalutus-työssä. Koepaalutuksesta on tehtävä jatkuvat lyöntivastushavainnot, joita tulisi kitkapaalujen osalta täydentää joustomittauksilla. Joustomittauksia, joista saadaan maapohjan ja paalua-ineksen yhteenlaskettu jousto kun-kin havaitun lyönnin osalta, on sopivaa suorittaa kitkamaassa 1...2 m välein 5...10 lyönnin sarjalla. Tarpeellinen kitkaosan pituus voidaan tällöin määrittää paalutusaavojen avulla.

Paalujen maahanlyömistä on käsitelty yleisemmin kohdassa 3.541. Käytettäessä työssä vapaapudotus-junttaa on lyöntijärkaleen painon ja pudotuskorkeuden suhteen noudatettava pohjarakennusnormien määräyk-siä. Tiiviissä ja kivisessä pohjamaas-



Kuva 108:
Paaluhattujen mitat.

a on paalujen tunkeutumista tarpeen vaatiessa helpotettava erikoistoimenpitein (esim. huuhtelu, raskaampi ärkäle ym.). Tukipohjaa lähestyttäessä vähennetään lyöntityötä alentamalla pudotuskorkeutta yleensä 40...50 %:lla.

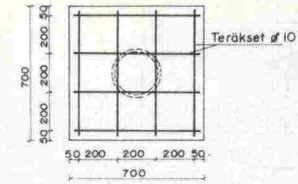
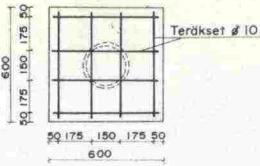
Puupaalut lyödään maahan latvaosuoli alaspäin. Mikäli pintamaakeros on täytemaata tai paksussa jäässä, joudutaan se ensin puhkaisemaan kestäväällä teräspaalulla. Apupaalua joudutaan pengerraalutuksissa käyttämään myös silloin, kun varsinaisen paalun yläpää jää huomattavan paljon alkuperäisen maanpinnan alapuolelle. Paalun lyöminen on lopetettava heti, kun sen alapää kohtaa suuren kiven tai kallion.

Paalujen maahanlyömisestä on pidettävä paalutuspöytäkirjaa. Koheesiomaassa paalujen lyöntivastuksen mittaaminen ei ole tarpeellista. Kitkapaalujen osalta tulisi lyöntivastus mitata ainakin tavoitesyvyyden tunnumassa viimeisten lyöntisarjojen aikana.

Tukipaalun lyöminen saadaan lopettaa sitten, kun kovan pohjan laatu on luotettavasti todettu pohjatutkimustulosten ja viimeisten lyöntisarjojen aikana mitatun tunkeutuman avulla. Tukipaalujen lyöntitiukkuusvaatimus vastaa yleensä 30...100 mm kokonaistunkeutumaa viimeisen 10 lyönnin sarjan aikana, ks. tienrakennustöiden yleinen työselitys. Lisäedellytyksenä on, että tunkeutuma on jatkuvasti pienentynyt. Tiukkuusvaatimus riippuu mm. paalutuskaluston laadusta, lyöntityön suuruudesta, tukipohjan ja paaluaineksen ominaisuuksista sekä paalukoosta, minkä takia se on kutakin tapausta varten syytä tutkia erikseen.

Paalujen jälkipaalutustarpeen selvittämiseksi on paalujen liikettä seurattava työn aikana. Jälkipaalutus tehdään pengerraalutuksen yhteydessä yleensä silloin, kun kallioon lyödyn paalun nousu on ollut suurempi kuin 5 cm, kitkapaalua vastaavan rajan ollessa 10 cm. Rikkoutuneita

Puupalun latvaläpimitta 6"-8"



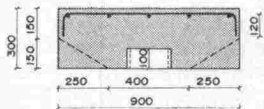
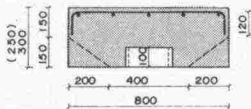
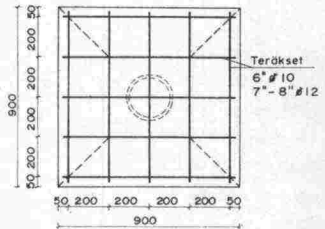
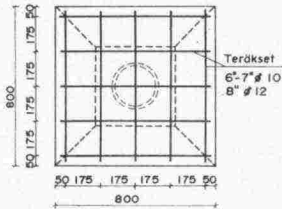
Betoni: Bk 250
 Teräs: Ø = A 40 H
 Teräksilä suojaava betonikerros: 2,5 cm

Suluissa olevat mitat puupalulle 6"

Paikalla valetut paaluhatut 60 x 60 cm ja 70 x 70 cm

Puupalun latvaläpimitta 6"-7" ja 8"

Puupalun latvaläpimitta 6" ja 7"-8"



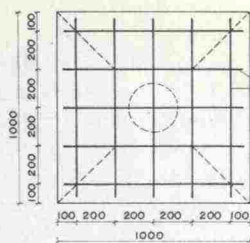
Betoni: BK 250
 Teräs: Ø = A 40 H
 Teräksilä suojaava betonikerros: 2,5 cm
 Suluissa olevat mitat puupalulle 6"

Paikalla valetut paaluhatut 80 x 80 cm ja 90 x 90 cm

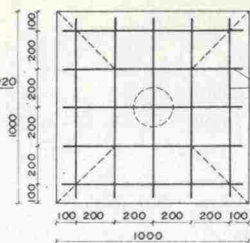
Kuva 109:
 Paaluhatut.

Puupaalun latvaläpimita 7"-8"

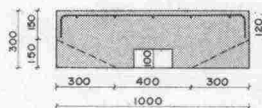
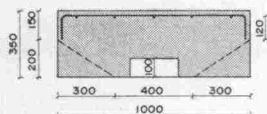
Puupaalun latvaläpimita 6"



Teräkset Ø12x20



Teräkset Ø10x20



Betoni : BK 250

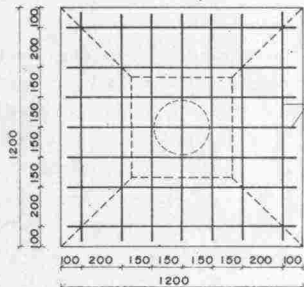
Teräs : Ø = A 40 H

Teräksid suojaava betonikerros : 2,5 cm

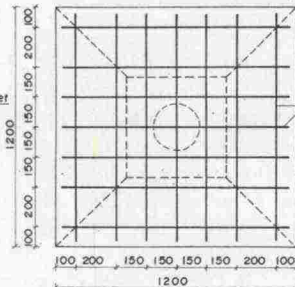
Paikalla valettu paaluhattu 100 x 100 cm

Puupaalun latvaläpimita 8"

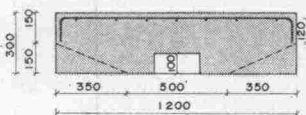
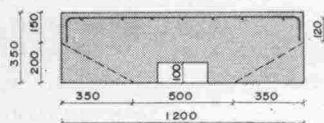
Puupaalun latvaläpimita 6"-7"



Teräkset
Ø 12



Teräkset
Ø 10



Betoni : BK 250

Teräs : Ø = A 40 H

Teräksid suojaava betonikerros : 2,5 cm

Paikalla valettu paaluhattu 120 x 120 cm

ja väärin sijoitettuja paaluja ei paalukentässä saa käyttää hyväksi.

Kun paalutus on tehty, paalujen yläpäätkatkaistaan lopulliseen taasoonsa. Jos puupaalut ulottuvat paljon pohjavedenpinnan yläpuolelle, on ne suojattava lahoamiselta sopivilla kyllästysaineilla. Puserruskyllästysessä suoja-aine johdetaan paineella paalun yläpäähän kautta puuainekseen 2...3 m pituudelle. Puserruskyllästysmenetelmä on vaikea saada täysin onnistumaan. Kyllästyspatruunoita käytettäessä suoja-ainepatruunat sijoitetaan paalun päähän porattuihin reikiin, mistä ne ajan mukana leviävät puuainekseen. Ks. tienrakennustöiden yleinen työselitys. Mikäli paalut ulottuvat vain vähän pohjavedenpinnan yläpuolelle, katsotaan tavallisesti riittävän, että ne ympäröidään kosteutta pidättävällä maalla, kuten savella tai hienojakoisella moreenilla.

Kun paalut on varustettu paaluhatuilla, saadaan penkereen ajaminen tuki- ja kitkapaalukenttään aloittaa. Koheesiopaalujen kantavuuden hitaan kehittymisen takia saadaan koheesiopaalukenttiä kuormittaa yleensä vasta kuukauden kuluttua paalujen maahanlyömisestä.

Jos pengerraalutus- ja massanvaihto-osuudet liittyvät välittömästi toisiinsa, saadaan pengerraalutukseen ryhtyä vasta sitten, kun massanvaihto on tehty ja tavoiteltu massojen uppoamissyvyys on todettu saavutettuna. Usein on lisäksi penkereelle määrätty jokin painuma-aika. Siltaan liittyvien pengerosien paaluperustukset on tehtävä ennen maatumien paaluttamista.

3.166 PAALUJEN KANTAVUUDEN TOTEAMINEN

Niitä menettelytapoja ja menetelmiä, jotka ovat suositeltavia ja käytökelpoisia eri tyyppisten paalujen kantavuuden toteamiseen, on käsitelty jo aikaisemmin paalujen mitoitus- ja paaluperustuksen rakentamis- ja käsittelevien esitysten yhteydessä. Yhteenvetona voidaan yksittäisten paalujen kantavuuden toteamisesta paalutyypeittäin sanoa seuraavaa:

- Tukipaalujen kantavuutta voidaan hyvin arvostella luotettavan pohjatutkimuksen sekä tarkoituksen mukaisesti ja oikein tehdystä paalutustyöstä saatujen lyöntivastustietojen ja lopullisen lyöntitiukuuden perusteella. Koekuormitus tulee kysymykseen vain epävarmoissa tapauksissa.
- Kitkapaalujen kantavuus voidaan luotettavasti todeta vain koekuormituksella. Kun käytettävissä on riittävän tarkat pohjatutkimustulokset, ja tiedot paalutusmenetelmästä, -laitteista sekä viimeisten lyöntisarjojen aikana mitattua lyöntivastuksesta ja kimmoisesta joustosta, saa kantavuuden toteamiseen käyttää myös kitkapaaluille laadittuja paalutuskäyriä (Hillebrand, Krüger, Janbu, Rausch jne).
- Koheesiopaalun todellinen kantavuus voidaan todeta varmasti vain koekuormituksella. Kun koheesiopaalu on lyöty mitoituksen edellyttämään syvyyteen, ja sen kantavuus saa häiriöttä kehittyä riittävän pitkän ajan, voidaan oikein

suoritettuun mitoitukseen yleensä luottaa.

Suorittamalla yksittäisten paalujen kantavuustarkistuksia eri puolilla paalukenttää, voidaan tehdä johtopäätöksiä koko paalukentän kantavuudesta.

3.17 SIIRTYMÄRAKENTEET

3.171 SIIRTYMÄKIILAT

Tien pinnan epätasaisuudet vaikuttavat varsin haitallisesti tiellä liikenneväyöihin ja ajoneuvot myös tierakenteisiin. Epätasaisella tiellä liikkuvien ajoneuvojen sysäykset rasittavat ajoneuvoja ja tietä, lähinnä sen päällystettä ja alempia rakennekerroksia. Yllättävät heitot tien pinnassa saattavat vaikeuttaa ajoneuvon ohjautumista ja johtaa jopa liikennevaurioon etenkin talvella, kun tien pinta on lisäksi liukas.

Tien pinnan epätasaisuuksien syyt saattavat olla varsin moninaiset. Niitä syntyy esimerkiksi pehmeikköjen kohdille, soille ja savikoille tiepintereen kuormituksen seurauksena ns. konsolidaatiopainumana tai tien pinnan epätasaisen kulumisen seurauksena. Pahimmat, jyrkät epätasaisuudet syntyvät yleensä esimerkiksi kahden toisistaan varsin paljon poikkeavien pohjamaatyypin (kallio — rousiva pohjamaa) tai rakenteen (silta tai rumpu — tiepenger) yhtymäkohaan joko painuman tai routimisnouden seurauksena. Sen lisäksi, että tien liikennöitävyys huonontuu ja liikenneturvallisuus vähenee, ovat epätasaisuuksista ajoneuvoihin ja alem-

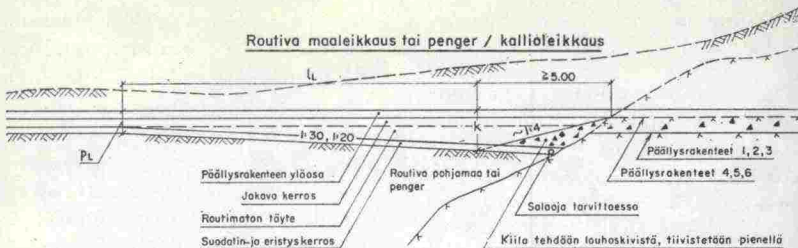
piin tien rakennekerroksiin kohdistuvat haitat ajan mittaan melkoisia, joskin hitaita ja vaikeasti arvioitavia. Tien pinnassa vauriot sen sijaan näkyvät yleensä selvemmin joko kohoumana, painanteena tai halkeamana tien päällysteessä. Heitot ja halkeamat tien pinnassa ovat suurimmalle osalle tien käyttäjiä ainoat laadun arvosteluperusteet eli leikillisesti sanottuna, tien laatu ja kunto arvioidaan sen mukaan, minkä silmä näkee ja takapuoli tuntee, kun tieosa tarkastetaan autolla ajaen.

Tien pintaan syntyviä epätasaisuuksia voidaan vähentää varsin merkittävästi, kun todennäköisiin vaurioherkkiin kohtiin rakennetaan ns. siirtymäkiilat tien alusrakenteen routivuus- tai kantavuuserojen tasoittamiseksi sekä niistä aiheutuvien epätasaisen routimisnousujen tai painumien välttämiseksi.

Siirtymäkiiloja suunniteltaessa lähdetään yleensä siitä, että tien erilaisen rakenteiden tai niiden osien rajakohdassa saadaan painumat, routimisnousut tai kantavuuserot kiilan avulla tasoitetuksi niin, ettei tämän jälkeen tiehen syntyisi liikennöimistä haittaavia tai tien normaalia kunnossapitoa lisääviä epätasaisuuksia tai rikkoutumia (halkeamia).

Siirtymäkiilojen normaalityypit (kuvat 110—115) on suunniteltu (1955, 1956, 1964) siten, ettei esimerkiksi roudan aiheuttama epätasainen routimisnousu olisi niin suuri, että se aiheuttaisi päällysteen rikkoutumisen. Siirtymäkiilatutkimukset (mm. Tavainen 1962, 1968) ovat osoittaneet, että routimisnousujen tasoittamiseksi

Routiva maaleikkaus tai penger / kalliioleikkaus

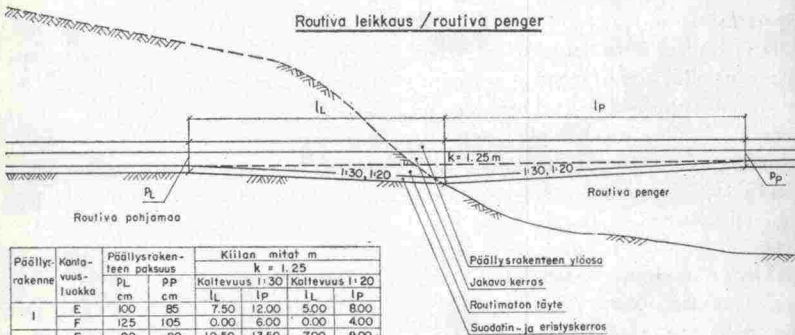


Päälysrakenne	Kanta- vuus- luokka	Päälysrakenteen paksuus P.L. cm	Kiilan pituus L m					
			k = 1.60		k = 1.80		k = 2.00	
			Kiilan kaltevuus		Kiilan kaltevuus		Kiilan kaltevuus	
			1:30	1:20	1:30	1:20	1:30	1:20
1	E	100	18.00	12.00	24.00	16.00	30.00	20.00
	F	125	10.50	7.00	16.50	11.00	22.50	15.00
2	E	90	21.00	14.00	27.00	18.00	33.00	22.00
	F	120	12.00	8.00	18.00	12.00	24.00	16.00
3	E	80	24.00	16.00	30.00	20.00	36.00	24.00
	F	110	15.00	10.00	21.00	14.00	27.00	18.00
4	E	75	25.50	17.00	31.50	21.00	37.50	25.00
	F	100	18.00	12.00	24.00	16.00	30.00	20.00
5	E	65	26.50	19.00	34.50	23.00	40.50	27.00
	F	90	21.00	14.00	27.00	18.00	33.00	22.00
6	E	60	30.00	20.00	36.00	24.00	42.00	28.00
	F	80	24.00	16.00	30.00	20.00	36.00	24.00

Kuva 110:

Siirtymäkiila; Routiva maaleikkaus tai penger/kalliioleikkaus.

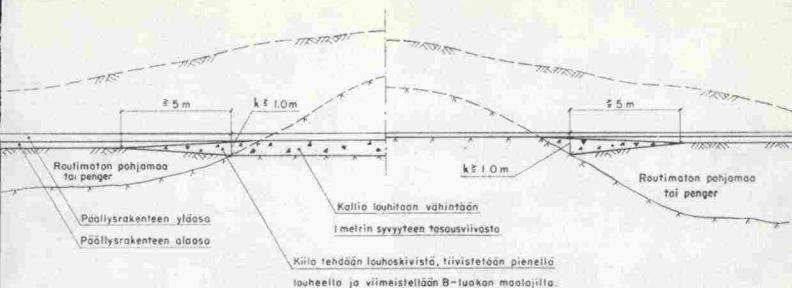
Routiva leikkaus / routiva penger



Päälysrakenne	Kanta- vuus- luokka	Päälysrakenteen paksuus P.L. cm	P.P. cm	Kiilan mitat m			
				k = 1.25		k = 1.25	
				Kaltevuus 1:30		Kaltevuus 1:20	
				L _L	L _P	L _L	L _P
1	E	100	85	7.50	12.00	5.00	8.00
	F	125	105	0.00	6.00	0.00	4.00
2	E	90	80	10.50	13.50	7.00	9.00
	F	120	105	1.50	6.00	1.00	4.00
3	E	80	70	13.50	16.50	9.00	11.00
	F	110	100	4.50	7.50	3.00	5.00
4	E	75	65	15.00	18.00	10.00	12.00
	F	100	90	7.50	10.50	5.00	7.00
5	E	65	55	18.00	21.00	12.00	14.00
	F	90	80	10.50	13.50	7.00	9.00
6	E	60	50	19.50	22.50	13.00	15.00
	F	80	70	13.50	16.50	9.00	11.00

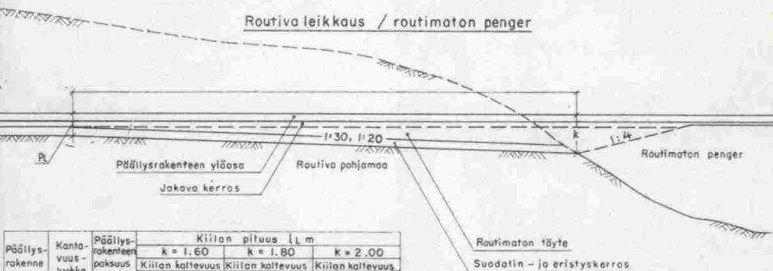
Kuva 111:

Siirtymäkiila; Routiva leikkaus/routiva penger.



Kuva 112:

Siirtymäkiila; Routimaton maaleikkaus tai penger/kalliioleikkaus.



Päälysrakenne	Kantavuusluokka	Päälysrakenteen paksuus P_L cm	Kiilan pituus L m					
			$K = 1.60$		$K = 1.80$		$K = 2.00$	
			1:30	1:20	1:30	1:20	1:30	1:20
1	E	100	18.00	12.00	24.00	16.00	30.00	20.00
	F	125	10.50	7.00	16.50	11.00	22.50	15.00
2	E	90	21.00	14.00	27.00	18.00	33.50	22.00
	F	120	12.00	8.00	18.00	12.00	24.00	16.00
3	E	80	24.00	16.00	30.00	20.00	36.00	24.00
	F	110	15.00	10.00	21.00	14.00	27.00	18.00
4	E	75	25.50	17.00	31.50	21.00	37.50	25.00
	F	100	18.00	12.00	24.00	16.00	30.00	20.00
5	E	65	28.50	19.00	34.50	23.00	40.50	27.00
	F	90	21.00	14.00	27.00	18.00	33.00	22.00
6	E	60	30.00	20.00	36.00	24.00	42.00	28.00
	F	80	24.00	16.00	30.00	20.00	36.00	24.00

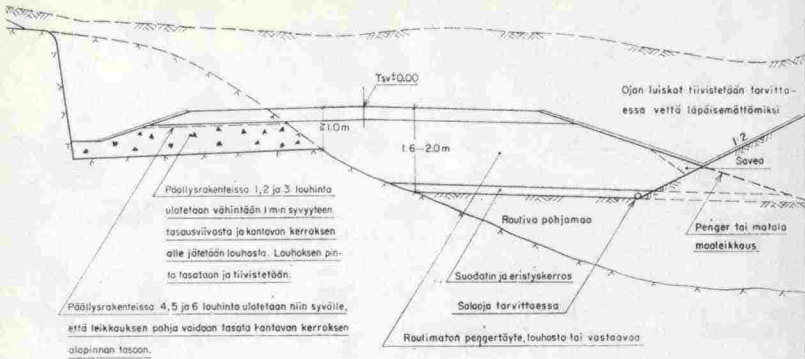
Kuva 113:

Siirtymäkiila; Routiva leikkaus/routimaton penger.

tehtävien kiilojen pohjan kaltevuuden tulisi olla mm. rakennuskohteen maantieteellisestä asemasta riippuen 1:20...1:30, jotta välttyttäisiin kokonaan tien pinnan vaurioilta tai ainakin voitaisiin vähentää niitä. Varsinkin korkealuokkaiselle tielle pitäisi kiilat suunnitella siten, ettei kiilan matkalla tien pintaan syntyisi 3

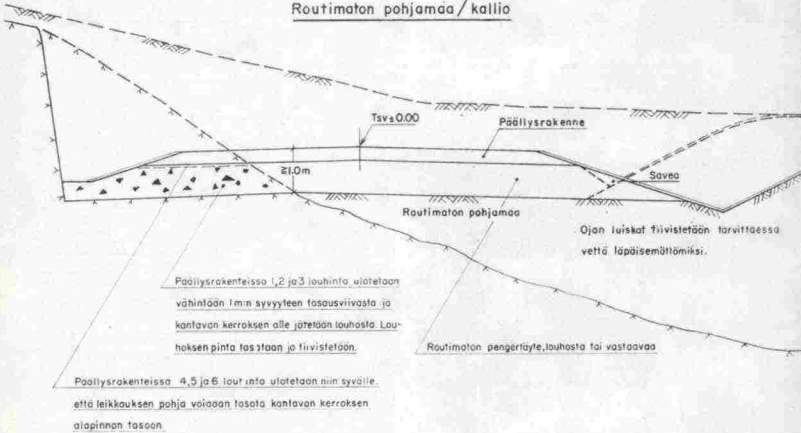
promillea ($^0/_{00}$) suurempia painumia tai routimisnousueroja, sillä tutkimusten (Taivainen 1968) perusteella on voitu todeta, että mikäli kiilan alueella tien pituuskaltevuuden muutos on alle $3^0/_{00}$, ei vauriovaaraa yleensä ole. Muutoksen ollessa $3...5^0/_{00}$ ovat päälystevauriot mahdollisia, mutta harvinaisia, kaltevuuden muu-

Routiva pohjamaa / kallio



Kuva 114:
Siirtymäkiila; Routiva pohjamaa/kallio.

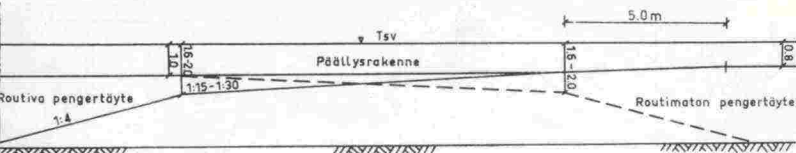
Routimaton pohjamaa / kallio



Kuva 115:
Siirtymäkiila; Routimaton pohjamaa/kallio.

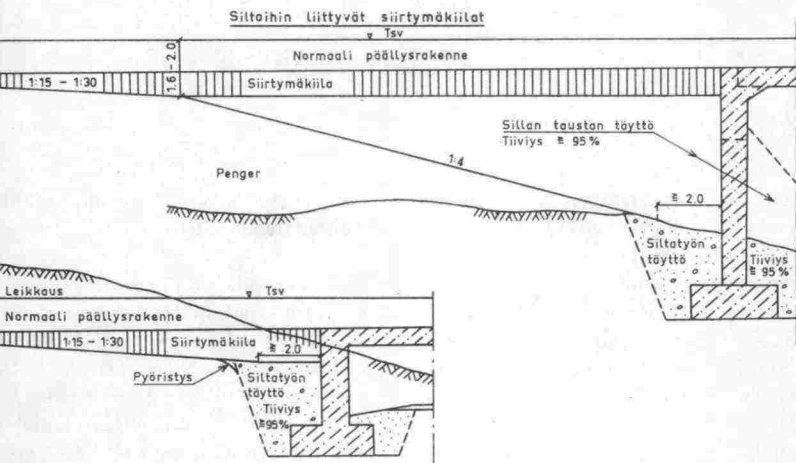
toksen ollessa yli 5 ‰ ovat vauriot todennäköisiä ja varsin yleisiä ja muutoksen ollessa 6 ‰ tai sitä suurempi, ei päällystevaurioilta yleensä voida lainkaan välttyä. Eräissä ta-

pauksissa (esim. rummut) voi ns. taitekiilan (kuva 118) rakentaminen myös olla tarkoituksenmukaista (Taivainen 1968) varsinkin Pohjois-Suomessa missä routa tunkeutuu syväälle.



Kuva 116:

Siirtymäkiila; Routiva penger/routimaton penger.



Kuva 117:

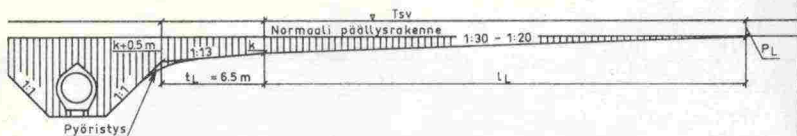
Siirtymäkiila; Siltoihin liittyvät siirtymäkiilat.

Siirtymäkiilojen normaalityypit

Tie- ja vesirakennushallituksen tie-suunnittelun normaalimääräyksissä ja ohjeissa on esitetty, että siirtymäkiila tehdään alusrakenteen routivuus- ja kantavuuserojen tasaamiseksi sekä niistä aiheutuvien epätasaisten routimismousujen ja painumien välttämiseksi. Se on yleensä rakennettava routivan ja routimattoman alusraken-

teen, kalliopohjan ja maapohjan, routivan leikkauksen ja routivan penkeen rajakohtaan sekä rummun, sillan ja muun vastaavan rakenteen yhteyteen.

Siirtymäkiilan syvyys mitataan ta-sausviivasta alkaen. Routivan ja rou-timattoman alusrakenteen rajakoh-taan tehtävän kiilan syvyyttä määrät-täessä otetaan huomioon roudan sy-vyys. Kiilan syvyys on tällöin Uuden-



Päälysrakenne	Kantavuusluokka	Päälysrakent. pituus Pl, m	Kiilan pituus Li, m					
			k = 1,60		k = 1,80		k = 2,00	
			1:30	1:20	1:30	1:20	1:30	1:20
1	E	100	18.00	12.00	24.00	15.00	30.00	20.00
	F	125	10.50	7.00	16.50	11.00	22.50	15.00
2	E	90	21.00	14.00	27.00	18.00	33.00	22.00
	F	120	12.00	8.00	18.00	12.00	24.00	16.00
3	E	80	24.00	16.00	30.00	20.00	36.00	24.00
	F	110	15.00	10.00	21.00	14.00	27.00	18.00
4	E	75	25.50	17.00	31.50	21.00	37.50	25.00
	F	100	16.00	12.00	24.00	16.00	30.00	20.00
5	E	65	28.50	19.00	34.50	23.00	40.50	27.00
	F	90	21.00	14.00	27.00	18.00	33.00	22.00
6	E	60	30.00	20.00	36.00	24.00	42.00	28.00
	F	80	24.00	16.00	30.00	20.00	36.00	24.00

Kuva 118:

Siirtymäkiila; Rumpuun liittyvä siirtymäkiila (taitekiila).

maan, Turun, Hämeen ja Vaasan piirissä yleensä vähintään 1.6 m, Kymen, Mikkelin, Pohjois-Karjalan, Kuopion, Keski-Suomen ja Keski-Pohjanmaan piirissä 1.8 m sekä Oulun, Kainuun ja Lapin piirissä 2.0 m. Kallion ja routimattoman maapohjan rajoittaen tehtävän kiilan syvyys on yleensä 1.0 m sekä routivan leikkauksen ja routivan penkereen rajoittaen tehtävän kiilan syvyys 1.25 m.

Siirtymäkiilan pohjan ja tasausviivan kaltevuusero eli siirtymäkiilan kaltevuus vaikuttaa siihen, että kiila tasaa routimisnoususta tai painumasta aiheutuvan epätasaisuuden. Tämän vuoksi pyritään kaltevuutta määrätessä ottamaan huomioon tien teknillinen laatu. Moottoritien sekä I ja II luokan tien pituussuuntainen, routivan alusrakenteen siirtymäkiila tehdään yleensä kaltevuuteen 1:30 sekä III ja IV luokan tien kaltevuuteen 1:20.

Moottoritien siirtymäkiila voidaan tehdä edellämainittua loivempaksi.

Jos tien liikenteellinen merkitys on vähäinen, voidaan II luokan tien siirtymäkiila rakentaa kustannussyistä kaltevuuteen 1:20 ja III sekä IV luokan tien kaltevuuteen 1:15. Jos tasausviiva on maapohjaan nähden edellä mainitussa tai sitä loivemmassa kaltevuudessa, ei siirtymäkiilaa tarvitse rakentaa. Routimattomalla alusrakenteella tehtävä siirtymäkiila voidaan rakentaa jyrkempään kaltevuuteen kuin edellä on sanottu.

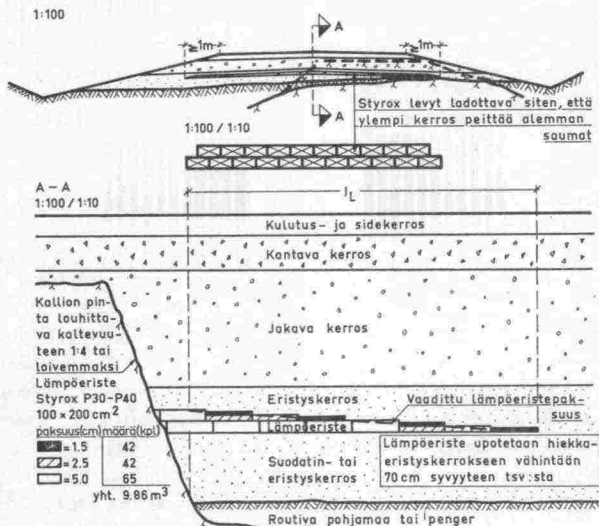
Päälysrakenteen muuttaminen paksummaksi sellaisessa kohdassa, johon siirtymäkiilaa ei edellä olevan mukaan rakenneta, suoritetaan kanta- ja alusrakenteen puolella vähintään 5 m matkalla.

Kallio- tai maaleikkaukset voivat olla niin lähellä toisiaan, että niihin liittyvät siirtymäkiilat ulottuisivat toisen tien puolelle.

Siirtymäkiilan korvaaminen lämpöeristeellä
kallioleikkaus — routiva maaleikkaus tai pengerrus

Periaatepiirros

Esim. Päällysrakenne 3, kantavuusluokka F,
Uudenmaan piiri (U) tien luokka II (IIN-8/7a)



Kuva 119:

Siirtymäkiilan korvaaminen lämpöeristeellä.

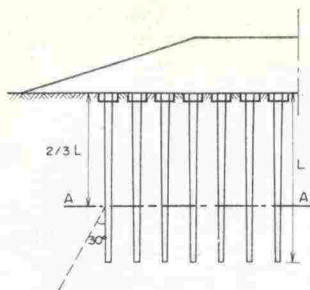
siinsa. Tällöin yleensä korvataan niiden välinen routiva maalaji siirtymäkiilasyvytyteen saakka routimattomalla kiviaineksella. Samoin voidaan menettää, mikäli routiva maaleikkaus on lyhyt eli tällöin tehdään ns. maalattikko koko leikkauksen alueelle kahden siirtymäkiilan sijasta. Siirtymäkiila voidaan myös korvata vastaavalle kohdalle tehdyllä lämpöeristeellä, mikäli se on taloudellisesti ja -tai teknillisesti perusteltavissa (kuva 110).

Siirtymäkiilojen rakentamishojeita on esitetty kuvissa 110—119.

Siirtymäkiilankohtien tutkimustarvetta ja tutkimuksia käsitellään osassa III, kohta 1.36.

3.172 SIIRTYMÄPAALUTUS

Painumista tasaavia siirtymärakenteita käytetään penkereissä silloin, kun perusmaan kokoonpuristumisesta aiheutuvien painumien keskinäiset erot muodostuisivat penkereen kuntoa ja liikennekelpoisuutta ajatellen haitallisen suuriksi. Tavallisimmin siirtymärakenteiden käyttö tulee kysymykseen eri tavoin perusteltujen

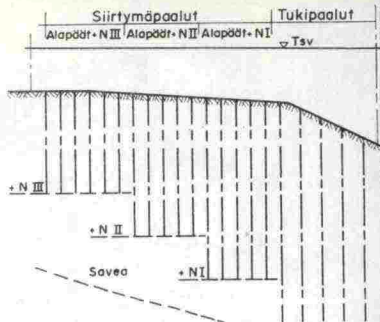


Kuva 120:
Koheesiopaaluryhmän laskeutuman
likimääräinen arvioiminen.

penkereenosien liittymäkohdissa. Mikäli siirtyminen tapahtuu paaluilla perustetulta rakenteelta kokoonpuristuvalla maapohjalle, tulevat painumaerot usein niin suuriksi, että ne on sopivinta tasata riittävän pitkälle matkalle siirtymäpaalutusta käyttäen.

Siirtymäpaalutus rakennetaan varsinaisen paalukentän jatkeeksi vaipakantoisia puupaaluja, pääasiassa koheesiopaaluja käyttäen. Siirtymäpaalutuksen pituussuuntainen ulottuvuus määräytyy penkereelle laaditun painumaohjeen perusteella. Ohje valitaan yleensä siten, että painuminen kasvaa suoraviivaisesti koko siirtymäosan pituudella määrättyä kaltevuutta noudattaen ja saavuttaa suurimman arvonsa siirtymäpaalutuksen pätekkohdassa. Käytännössä siirtymäosan keskimääräinen pituus vaihtelee noin 15...30 m painumien suuruudesta ja pengerrakenteelle asetettavista vaatimuksista riippuen.

Painumamitoituksen periaatteesta johtuu, että siirtymäpaalut lyhenevät kasvavan painuman suuntaan. Kohee-



Kuva 121:
Siirtymäpaalujen sijoitus penkereen
paalukenttään.

siopaalujen tarpeelliset pituudet määritetään painumalaskelmilla niin, että painuminen tapahtuu siirtymäosalla ohjeen mukaisesti. Laskelmissa voidaan tällöin jättää huomioon ottamatta sen maakerroksen kokoonpuristuminen, joka kuvassa 120 esitetyn periaatteen mukaisesti jää tason A yläpuolelle vastaten paksuudeltaan $\frac{2}{3}$ paalupituudesta. Kuormituksen otaksutaan jakautuvan tason A alapuolella suoraviivaisesti kuvan osoittamalla tavalla.

Paalut voidaan suunnitella lyheneviksi joko tasaisesti rivi riviltä tai käytännöllisemmin portaittain siten, että samanpituisia paaluja sijoitetaan useampaan peräkkäiseen paaluriviin kuvan 121 periaatepiirroksen mukaisesti. Pienimpien paalupituuksien tulisi olla vähintään 5...6 m. Tätä lyhyempien koheesiopaalujen käyttö ei yleensä ole tarkoituksenmukaista. Siirtymäpaalutusta voidaan tarvittaessa jatkaa vielä pengerkevennyksellä sijoittamalla penkereeseen kevyttätettä painumaohjeen edellyttämässä määrässä.

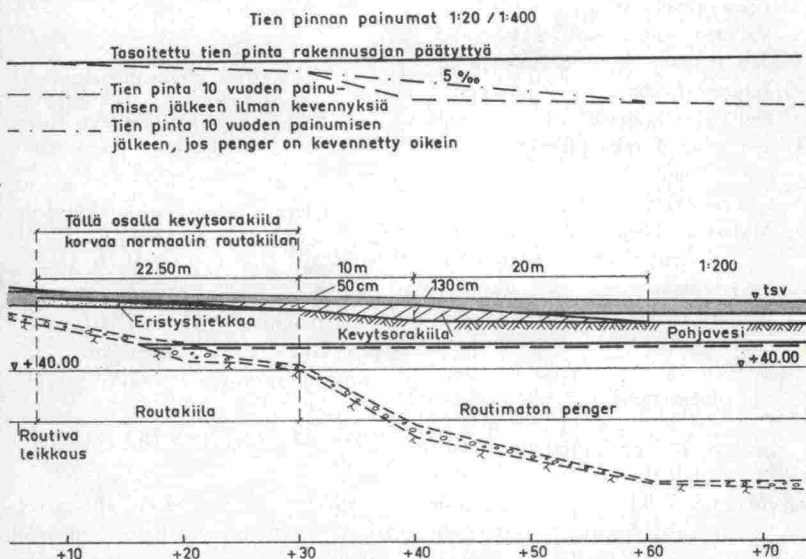
Paalut sijoitetaan kenttään tasavälein selväpiirteiseen ryhmytykseen. Paalutiheys määräytyy sallittujen paalukuormien perusteella, jotka määritetään kohdassa 3.164 esitetyllä tavalla riittävän suurta varmuuskertoimen arvoa käyttäen. Yksittäisen paalun kantavuuden lisäksi on koheesio-paalujen osalta tutkittava myös paaluryhmän kantavuus. Mitoituksen kannalta on tarkoituksenmukaista sijoittaa siirtymäpaalutukset aina sellaisille pengerosuuksille, missä penkerein vakavuus muodostuu riittäväksi ilman pohjanvahvistustoimenpiteitä. Vaikka paalukuormat tulee tällöinkin määrittää siten, ettei maapohjan kantokykyä ylitetä, voidaan paalukentän mitoitus sovittaa painumaohjeen vaatimuksiin joustavammin

kuin sellaisissa tapauksissa, missä siirtymäpaalutuksella joudutaan parantamaan myös penkerein vakavuutta.

Paalujen sijoitusta, pengerkuorman siirtämistä paaluille sekä paalutustyön suorittamista on tarkemmin käsitelty kohdassa 3.16.

3.173 KEVYIDEN MATERIAALIEN KÄYTTÖ SIIRTYMÄRAKENTEISSA

Kevyet materiaalit soveltuvat painumaerojen tasoittamiseen varsin hyvin esim. silloin, kun vanhaan painuvalla alueella sijaitsevaan tiehen on liitettävä uusi tie. Myös rumpujen ja siltojen taustat sekä pehmeikköjen päät ovat sellaisia kohteita, joissa kevyitä materiaaleja voidaan edullisesti



Kuva 122:
Kevytsorasta rakennettavan painuma- ja routakiilan yhdistäminen.

käyttää. Onhan konsolidaatiopainumien suuruus ratkaisevasti riippuvainen tiepenkereen painosta. Tätä voidaan tehokkaasti säätää kevyiden pengermateriaalien avulla.

Eräs käyttökelpoinen siirtymäkiilan mitoitusmenetelmä konsolidaatiopainumien tasoittamiseksi on seuraava. Lasketaan ensin tien painumien suuruus kymmenen ensimmäisen vuoden aikana. Tästä vähennetään rakennusajan painuma. Näin saatu painumaero on määräävä kiilan pituutta mitoitettaessa.

Painumakiilan mitoitus tapahtuu käytännössä seuraavasti: (ks. kuva 122)

- 1) Lasketaan mitoituspainuma.
- 2) Piirretään tienpinta kymmenen vuoden painuman jälkeen kuvan 122 a mukaisesti.
- 3) Valitaan suurin sallittu kaltevuuden muutos tien luokan sekä liikenteen laadun ja määrän perusteella, ks. kohta 2.423.
- 4) Tutkitaan kuinka pitkä tulee painumakiilan olla, jotta tämä kaltevuus saavutettaisiin.
- 5) Määritetään kovan pohjan ja maanpinnan taitekohdassa käytettävän kevytsorakerroksen paksuus siten, että painumakuvio muodostuu halutun mukaiseksi. Taitekohtien välillä kiilapaksuus muuttuu lineaarisesti.

Kuvassa 123 on esitetty yksinker-
taisin mahdollisuus kevytsorakiilan rakentamiseksi kiinteän ja painuvan rakenteen rajakohtaan. Kiila ei ole erityisen hyvä, sillä rajakohtaan synsyy miltei aina pieni porras. Tämän

tyyppinen kiila on kuitenkin kustannuksiltaan edullisin.

Pelkällä pengermateriaalin muuttamisella ei aina saavuteta riittävää kevennystä. Tällöin voidaan parantaa tilannetta kaivamalla pintamaata pois ja korvata sekin kevytsoralla (ks. kuva 123 b). Menetelmän haittapuolena on kuitenkin se, että kuivakuori särkyy ja rakennustyö saattaa olla hankalaa. Ratkaisu on suhteellisen kallis, mutta teknillisesti hyvä soveltuen käytettäväksi korkealuokkaisilla-
kin teillä. Voidaanhan tällainen kiila mitoittaa siten, ettei rajakohdassa pohjamaalle tule lainkaan lisäkuor-
maa. Kaivettavan pintamaan paksuus (H_s) kiilan kannassa muodostuu täl-
löin kaavan (110) mukaiseksi.

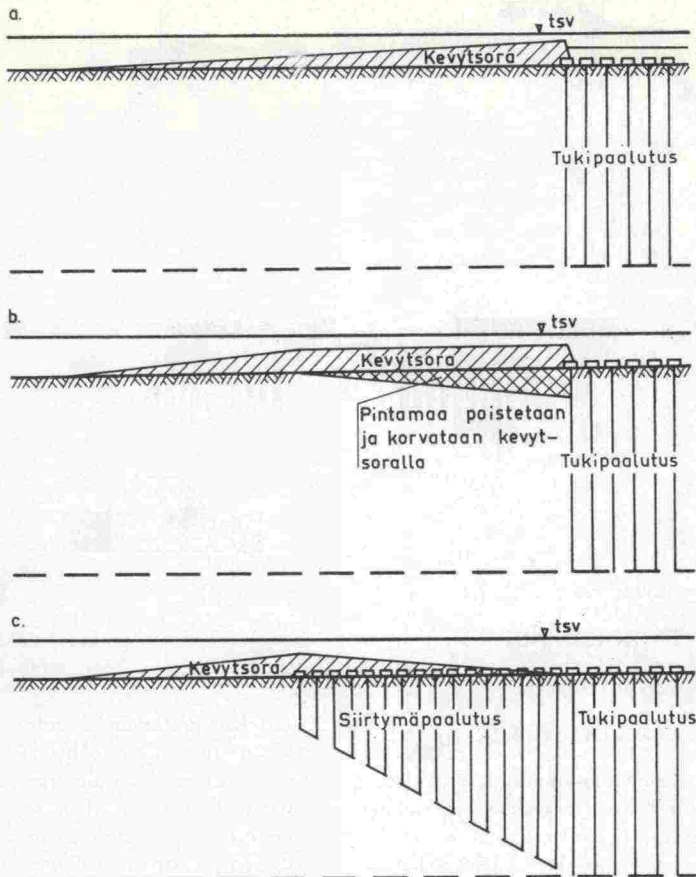
$$(110) H_s = \frac{H_p \gamma_p + H_{\gamma_k} - H_p \gamma_k}{\gamma_s - \gamma_k}$$

H	pengerkorkeus
H_p	päällysrakennepaksuus
γ_p	kerrosten tilavuuspaino
γ_k	kevytsoran tilavuuspaino
γ_s	pintamaan tilavuuspaino

Kevytsorakiilaa voidaan myös käyttää yhdessä siirtymäpaalutuksen kanssa. Kuvassa 123 c on esitetty eräs yhdistelmä, jota käyttämällä kuivakuoren särkeminen vältetään. Siirtymän periaatteellinen toiminta on kuitenkin varsin epämääräinen kuten siirtymäpaalutuksen yleensäkin.

3.174 SILTOJEN SIIRTYMÄLAATAT

Sillan ja tiepenkereen yhtymäkohdassa käytetään tarvittaessa mahdollisen pengerpainuman aiheuttaman kynnnyksen estämiseksi ja painuman



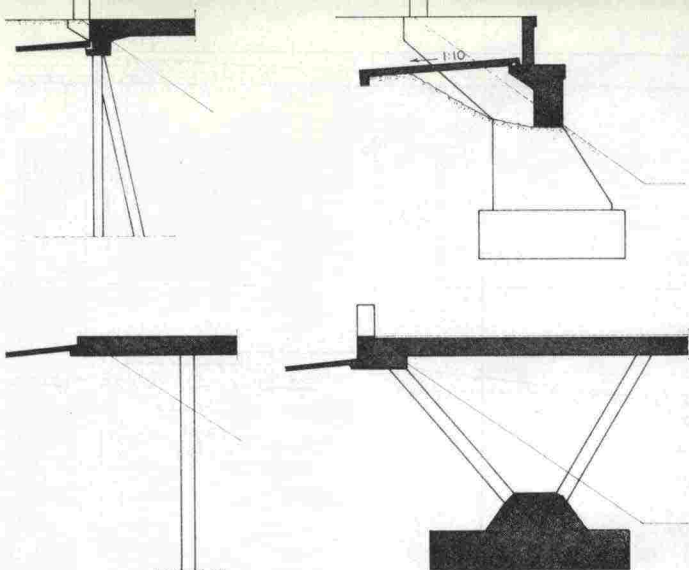
Kuva 123:
Eri tyyppisiä painumäkiöloja.

tasoittamiseksi teräsbetonista siirtymälaattaa (laattoja).

Useimmiten siirtymälaatta tulee kysymykseen ulokkeellisessa maatuetto-massa siltatyypissä taikka jalallisen edestä avoimen maatuen sekä kevyen paalutetun maatuen yhteydessä, ks. kuva 124.

Siirtymälaatta voi olla joko paikalleen valettu tai elementti. Laatta on valettava tai asennettava niin myöhäisessä vaiheessa kuin mahdollista, että pengerrin sen alla on ehtinyt laskeutua.

Siirtymälaattojen teosta on annettu ohjeita Sillanrakennustöiden yleisessä työselityksessä.



Kuva 124:
Siirtymälaatta erilaisissa siltarakenteissa.

3.18 ERIKOISMENETELMÄT

3.181 STABILOINNIT

Kalkkistabilointi

Kalkkistabilointi-nimisinä kulkee nykyisin kaksi työtavaltaan ja vaikutukseltaan hyvin erilaista menetelmää. Toisessa jo kauan käytetyssä menetelmässä pyritään pelkästään ohuen pintakerroksen stabiloimiseen, jolloin työ suoritetaan puskutraktorilla, tiehöylällä, traktorivetoisella hienonnuskoneella tms. Toinen, ns. syvägeoteknillisiin toimenpiteisiin kuuluva, pyrkii paksujen maakerroksien leikkauslujuuden lisäämiseen. Kalkin levitys tapahtuu tällöin samantapaisilla menetelmillä kuin syväojituksessa. Jälkimmäisestä menetelmästä on tois- taiseksi vähänlaisesti kokemuksia.

Seuraavassa käsitelläänkin kalkkistabilointia pelkästään pintastabilointimenetelmänä.

Kalkilla lujittaminen tulee kysymykseen silloin, kun pohjamaa (savi, hiesu, runsaasti hienoaINETTA sisältävä moreeni tai hietä) on liiallisen veden vaikutuksesta pintaosaltaan joko juoksevaa tai plastista. Tällöin saadaan pohjamaan yläosa kalkilla lujittamalla pysyvästi kiinteään tilaan ja sen kantavuus suuremmaksi. Penkereestä tuleva rasitus jakautuu tällöin tasaisesti ja laajalle alalle pohjamaahan. Samalla saadaan myös edellytykset penkereen kunnolliselle tiivistämiselle jo sen pohjakerroksista lähtien. Stabiloinnilla estetään usein myös pohjamaan häiriintyminen.

Kun kysymyksessä ovat pienet penkerkorkeudet, voidaan kalkkistabiloin-

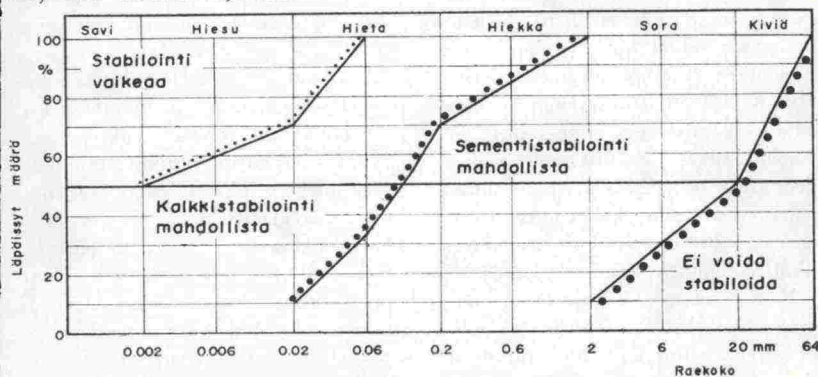
nilla saada myös penkereen vakavuus parannetuksi. Jos nimittäin lujitettava kerros tehdään kyllin paksuksi (≥ 30 cm tiivistettynä), pakotetaan vaarallisin liukupinta siirtymään näin tehdyn arinan reunaa kohti.

Lujittamiseen käytettävän kalkin tulee olla rakennushienokalkkia, jonka Ca(OH)_2 -pitoisuus on $\geq 75\%$, tai sammuttamatonta hienoksi jauhettua kalkkia, jonka CaO -pitoisuus on $\geq 65\%$. Kalkin tulee olla niin hienoksi jauhettua, että se läpäisee käytännöllisesti katsoen kokonaisuudessaan 0.09 mm seulan.

Kalkilla lujitettavan maa-aineksen tulee sisältää tarpeellinen määrä hienoaineksia, mikä voidaan todeta yksinkertaisesti maa-aineksen rakeisuuden perusteella (kuva 125). Eräänä hienoaines määrän ohjearvona voidaan pitää sitä, että 0.06 mm seulan läpäisseitä rakeita tulee olla maa-aineksessa ≥ 35 paino-%, jotta kalkilla lujittaminen olisi mahdollista. Jos tämä ohjearvo alittuu jonkin verran, niin kalkilla lujittamisen mah-

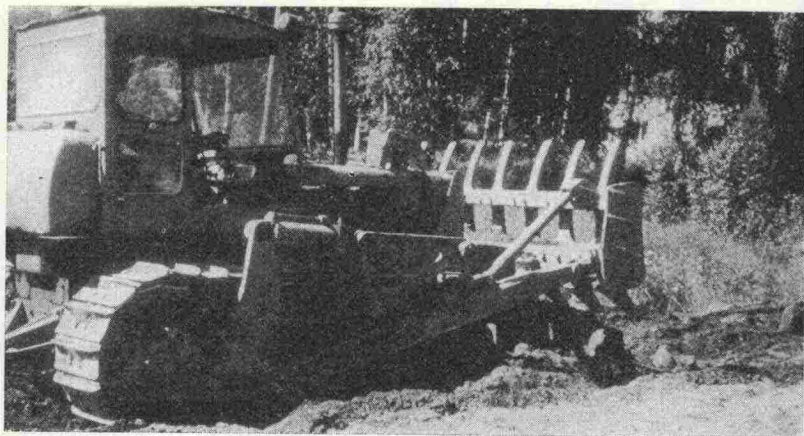
dollisuus on kokeiltava laboratoriossa erikseen, jotta nähdään, saavuttaako maa-aines tarpeellisen puristuslujuuden, vedenkestävyyden ja pakkaskestävyyden. On myös todettava, että liHAVAN saven lujittaminen täydellisesti on teknillisesti vaikea suorittaa. Mutta penkereiden pohjanvahvistuksessa, jolloin kerrospaksuus on yleensä suuri (30 cm), voidaan vähäisessä määrin tinkiä kerroksen homogeenisuudesta ja suorittaa kalkilla lujittaminen, vaikka maa-aines olisikin lihavaa savea. Toinen tapa todeta maa-aineksen soveltuvuus kalkilla stabiloitavaksi perustuu sen plastisuuslukuun, joka ei saa olla alle 10. Ylisuurien kivien ($\phi > 10$ cm) runsaus on esteenä lujittamiselle eräissä moreenimaalajeissa, koska tiivistettävä maa-kerros jää kivien vaikutuksesta epähomogeeniseksi kerrospaksuuden ollessa 15...30 cm. Ylisuuret kivet vaikeuttavat myös sekoituskoneiden työskentelyä, joten ne on poistettava ennen koneiden käyttöä.

Penkereen pohjanvahvistus kalkki-



Kuva 125:

Kalkki- ja sementtilujitukseen soveltuvan maa-aineksen rakeisuusalueet.



Kuva 126:

Puskutraktori, johon on asennettu eturepijä pohjamaan repimistä ja kivien irroittamista varten.

stabiloinnilla on lähinnä paikalla olevan maa-aineksen lujittamista. Alustavana työnä suoritetaan pohjamaan repiminen ja muokkaaminen. Tämä työ suoritetaan joko repijällä varustetulla puskutraktorilla (kuva 126) tai repijällä varustetulla tiehöylällä. Pehmeissä kohteissa voidaan käyttää traktorivetoista hienonnuskonetta. Samalla poistetaan suuret kivet ($\phi > 6$ cm). Repiminen ja muokkaaminen suoritetaan n. 5...10 cm syvemmälle kuin mitä sekoitusvyvyys tulee olemaan. Tämän jälkeen suoritetaan tasoitus tiehöylällä ja samalla profiloidaan pinta vaadittuun kaltevuuteen. Tasausten yhteydessä suoritetaan myös alkutiivistäminen kumipyöräajurilla.

Näin luodaan edellytykset stabiloitavan kerroksen tasaiselle paksuudelle, koska lujittamistyön yhteydessä ei enää tarvitse tehdä sekoitetun massan siirtoja sen paremmin pituus-

kuin poikkisuunnassakaan. Näin saadaan edellytykset myös kunnolliselle tiivistämiselle. Kun stabiloitava maa-aines on juoksevassa tilassa, suoritetaan vain kivien poisto ja mahdollisesti tasaaminen tiehöylällä.

Esikastelu suoritetaan, jos maa-aineksen vesipitoisuus on pienempi kuin optimiarvo. Kastelun yhteydessä suoritetaan sekoitus stabilointijärsimellä tai jollakin muulla sekoittimella siten, että koko lujitettava kerros on kalkin lisäyksen jälkeen kauttaaltaan likimain optimivesipitoinen. Maa-aineksen ollessa ylikostea lujittamisessa käytetään sammuttamatonta hienokalkkia (CaO), jolloin päästään kalkin ja maan seoksen optimivesipitoisuuteen kalkin sammumisreaktion avulla. Ylikosteutta voidaan vähentää myös työstämällä, ts. ilmastamalla lujitettavaa maa-ainesta stabilointijärsimellä.

Laboratoriossa suoritettujen ennakkokokeiden perusteella saadaan tarvittava kalkkipitoisuus paino-%:na kuiva-aineksesta sekä seoksen maksimikuivatilavuuspaino. Näiden avulla saadaan levitettävä kalkkimäärä (kg/m^2) kaavasta (111).

$$(111) \quad G = \frac{1000 \gamma_a pH}{100 + p}$$

G	levitettävä kalkkimäärä (kg/m^2)
γ_a	tiivistetyn maa-kalkkiseoksen maksimikuivatilavuuspaino (t/m^3)
p	kalkkipitoisuus paino-% kuiva-aineksesta
H	kerrospaksuus (m)

Karkeina ohjearvoina voidaan mainita seuraavat kalkkipitoisuudet eri maalajeille:

hiesu, hietä, moreeni ...	3 ... 5 %
savi	4 ... 8 %

Aivan pienissä töissä voidaan käyttää säkitettyä kalkkia ja sen levittämistä käsin. Muulloin kalkin levitysuoritetaan autoilla ja traktoreilla, joiden perään on asennettu tätä tarkoitusta varten tehty levitin (kuva 127). Tällöin kannattaa siirtyä irtokalkin käyttöön, koska se on halvempaa ja sen käsittely voi tapahtua koneilla.

Parhaimpaan tulokseen kalkin ja maa-aineksen sekoituksessa päästään stabilointijyrsimellä (kuva 128), jonka sekoitusvyvyys on yli 30 cm (tiivistetyn kerroksen paksuus 20 ... 23 cm). Tätä vahvemmat kerrokset on stabiloitava useampana kerroksena. Sekoitusta on jatkettava, kunnes kalkki-

maa-ainesseos on kauttaaltaan saman väristä, toisin sanoen homogeenista. Sekoituksen aikana on tarkkailtava myös seoksen vesipitoisuutta, jota voidaan lisätä vielä työn tässä vaiheessa, niin että se on optimissaan tiivistystyön alkaessa.

Ennen tiivistämistä suoritetaan vielä pinnan taseus ja profilointi. Tiivistäminen tapahtuu staattisella kumipyöräjäyrällä. Apuna voidaan käyttää myös sorkkajyrrä. Lujituskerros on tiivistettävä vähintään 95 % Proctor-tiiviyteen, joka on määritetty ennakkokokeiden avulla. Lujitettu kerros suojataan heti tiivistämisen jälkeen pengermassalla (vähintään 10 cm kerroksella), koska sillä ei ole kulumiskestävyyttä.

Sekoituksen aikana maa-aineksen ja kalkin seos on hyvin arkaa vedelle. Sateen sattuessa on sekoitus lopetettava ja pinta tiivistettävä, sillä seoksen kuivuminen optimivesipitoisuuteen olisi hidasta. Sammutettua kalkkia käytettäessä ilman lämpötila ei saisi olla alle $+4^\circ\text{C}$. Sammuttamaton kalkkia voidaan sen sijaan käyttää syksyisin alhaisemmissakin lämpötiloissa, kun vain työn jälkeen kerros suojataan tarpeellisella sorakerroksella. Keväällä, kun routa on sulanut pintakerroksissa, ei niitä voida vielä lujittaa, koska tiivistystä ei pystytty suorittamaan kunnollisesti.

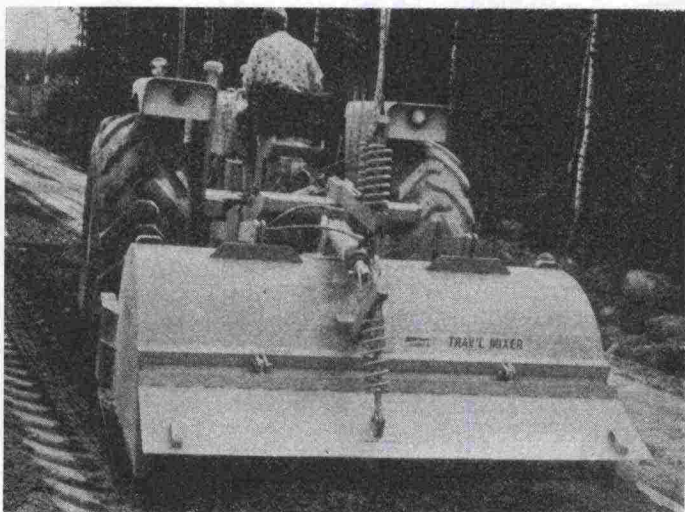
Kalkin lujittava vaikutus maa-aineksen ominaisuuksiin voidaan jakaa kolmeen eri vaiheeseen seuraavasti:

- 1) Kolloidikemialliset reaktiot, joissa maan hienoaaines koaguloituu ja konsistenssi muuttuu kiinteämmäksi. Tämä on seurauksena



Kuva 127:

Sammuttamattoman hienokalkin levitys suoritetaan laitteella, jolla voidaan säätää neliömetrille tuleva kalkkimäärä.



Kuva 128:

Stabilointiyrsin.

ionien vaihdosta, jossa kalkin Ca^{++} -ionit vaihtavat paikkaa savihiukkasten pinnalla olevien kationien kanssa.

2) Putsolaanireaktiot, joissa vapaana oleva CaO reagoi silikaattien ja aluminaattien kanssa muodostaen uusia mineraaleja. Edellytyksenä tälle reaktiolle on, että maa-aineksessa on tarpeellinen määrä saviaineksia. Tämä kovettuminen tapahtuu muutaman vuoden kuluessa.

3) Karbonaattireaktiot, joissa maahan sekoitettu kalkki $\text{Ca}(\text{OH})_2$ reagoi ilman hiilidioksidin kanssa, jolloin tuloksena on kalsiumkarbonaatti CaCO_3 . Tämä reaktio lisää jonkin verran seoksen lujuutta, mutta vähemmän kuin putsolaanireaktio. Tästä syystä hyvä tiivistäminen on tärkeää, koska sen avulla ilmahuokosten määrä pienenee.

Kalkin vaikutuksen toteaminen on mahdollista monella eri tavalla. Muun muassa rakeisuusanalyysi voidaan tehdä heti sekoituksen jälkeen ja todeta, onko hienoaines rakeistunut. Proctorkokeet osoittavat, että tarpeeksi hienoaineksia sisältävissä maalajeissa (savi, hiesu) optimivesipitoisuus nousee kalkkistabiloinnin vaikutuksesta. Edellä mainituilla maalajeilla myös kapillaarisuus pienenee huomattavasti, mikä niin ikään on todettavissa. Kaikki kalkilla lujitetut maalajit ovat vedenkestäviä, mikä voidaan todeta upottamalla kalkittomia ja kalkilla lujitettuja koekappaleita veteen. Lujuuden kasvu voidaan havaita valmis-

tamalla koekappaleita ja koepuristamalla ne esim. 7 tai 28 vrk. tai 3 kk kuluttua. Onnistuneessa stabiloinnissa päästään $\geq 20 \text{ kp/cm}^2$ puristuslujuuteen viimeistään 3 kk kuluttua. Pakkaskokeessa voidaan todeta, että useampien pakkaskiertojen jälkeen puristuslujuus on kalkilla lujitetuissa koekappaleissa suurempi kuin kalkittomissa kappaleissa.

Sementtistabilointi

Sementillä tapahtuva lujittaminen pohjanvahvistuksena on mahdollista silloin, kun pohjamaa on hietaa tai karkearakeisia moreenilajeja (0.06 mm seulan läpäisseitä rakeita ≤ 35 paino-%, kuva 125), ja ne ovat liiallisen veden vaikutuksesta pintaosiltaan juoksevia tai plastisia. Tällöin saatetaan pohjamaa sementillä lujittamalla pysyvästi kiinteään ja kantavaan tilaan, jolloin penkereen kunnollinen tiivistäminen voidaan tehdä välittömästi sementin kovettumisreaktion jälkeen.

Sementillä lujittaminen suoritetaan likimain samalla tavalla kuin kalkilla lujittaminenkin. Tarvittava sementtimäärä on määriteltävä myös laboratoriokeilla. Sementtipitoisuus on 3...8 %.

3.182 KEVYIDEN MATERIAALIEN KÄYTTÖ

Kevyiden materiaalien soveltuvuus tierakenteisiin on jo useita vuosia ollut tutkimuksen kohteena sekä Suomessa että ulkomailla. Pitkäaikaiset kokemukset kuitenkin vielä puuttu-

vat ja nykyisiä rakenteita ja periaatteita tutkitaan edelleen samalla kun koetoiminta uusien käyttötapojen löytämiseksi jatkuu. Näin ollen saattavat nykyisin käytössä olevat ratkaisut vielä muuttua joiltakin osin.

Käyttömahdollisuudet

Kevyitä materiaaleja käytetään tie-rakennuksessa kahdesta syystä. Hyvän lämmöneristyskyvyn vuoksi niitä käytetään routavaurioiden torjuntaan (ks. osa V kohta 2.32) ja keveysensä vuoksi niitä käytetään pehmeillä tiepenkereen kevennyksenä.

Penkereen kevennyksellä saavutetaan kaksi etua. Tien painumat pienenevät ja penkereen vakavuus paranee. Kevyiden materiaalien käyttö on edullisinta silloin, kun nämä molemmat edut voidaan käyttää hyväksi. Tällaisia kohteita ovat varsinkin pehmeikköalueiden reunat, silta- ja rumpupaikat, puron uomat ym. suppeat pehmeikköalueella sijaitsevat notkelmat. Edelleen kevyet materiaalit soveltuvat hyvin suppeitten sortumien korjaamiseen samoin kuin epätasaisen painumien korjaamiseen varsinkin heikosti kantavilla alueilla. Joissakin tapauksissa saattaa kevyiden materiaalien käyttö olla edullista myös laajoilla pehmeikköalueilla.

Materiaalit

Kevyiden materiaalien ominaisuudet ja laatuvaatimukset on käsitelty osassa V, kohta 2.115.

Mitoitus

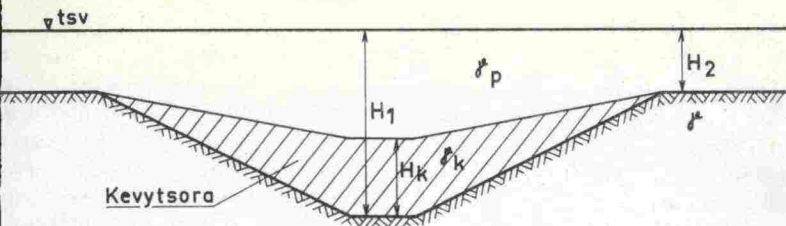
Penkereen vakavuuden kannalta tarkka menetelmä tarvittavan kevyt-

sorakerroksen paksuuden määrittämiseksi on liukupinta-analyysi. Tällöin kevytsorakerros valitaan niin paksuksi, että vaarallisimman liukupinnan aktiivimomentti on yhtä suur kuin passiivimomentti jaettuna varmuuskertoimella. Likimääräinen menetelmä, joka soveltuu lähinnä tasaisille alueille, perustuu kaavaan (19) (ks. kohta 1.41), jolloin vakavuuden vaatiman kevytsorakerroksen paksuudeksi (H_k) saadaan kaavan (112) mukainen lauseke.

$$(112) H_k = \frac{H_{\gamma_p} - 5.52 s/F}{\gamma_p - \gamma_k}$$

H	pengerkorkeus
γ_p	pengermateriaalin tilavuuspaino
γ_k	kevyen materiaalin tilavuuspaino
s	maan leikkauslujuus
F	varmuuskerroin

Varsinkin korkealuokkaisilla teillä pehmeikköalueiden päissä ja rumpupaikoilla sekä muissa vastaavissa notkelmissa on vakavuuden varmistamisen lisäksi pyrittävä tien painumien tasoittamiseen. Pehmeikköalueiden päissä käytettävä mitoitus tapa esitetään kohdassa 3.173. Rumpupaikoilla yms. suoritetaan laskelmat kuvassa 129 esitetyn periaatteen mukaisesti. Tiepenkereen pohjamaalle aiheuttamien rasitus on tällöin saatava yhtä suureksi uoman kohdalla ja sen välittömässä läheisyydessä. Laskelmissa on otettava huomioon myös se, että uoman kohta on yleensä ylikonsolidoitunut, ts. tiivistynyt siitä poistetun maan painosta.



- p = pengermateriaalin tilavuuspaino
 k = kevytsoran tilavuuspaino
 p = pohjamaan tilavuuspaino
 H_1 = pengerkorkeus uoman kohdalla
 H_2 = pengerkorkeus uoman läheisyydessä

Kuva 129:

Painumien tasoittamiseksi tarvittavan kevytsorakerroksen paksuuden määrittäminen.

Painumien tasaisuuden vaatiman kevytsorakerroksen paksuudeksi (H_k) saadaan kuvasta (113)

$$(113) H_k = \frac{H_1 (\gamma_p - \gamma) + H_2 \gamma}{\gamma_p - \gamma_k}$$

Symbolien merkitys selviää kuvasta 129.

Mikäli näin saatu kevytsorakerroksen paksuus on pienempi kuin vakavuuden vaatima kevytsorapaksuus, on näistä jälkimmäinen määräävä — ei-hän vakavuutta voi vaarantaa painumien tasaisuuden vuoksi.

Lakselmat voidaan suorittaa tarvittaessa useassa eri kohdassa, mutta säännöllisissä uomissa voidaan kevytsoran muoto määrätä päättelemälläkin yhden laskelman perusteella.

Rakenteet

Kevytsoran tierungolle asettamat vaatimukset, erityisesti sen päälle

tulevien kerrosten laatu ja paksuus on vilkkaan koetoinnin kohteena. Suoritetuissa laboratorio- ja kenttäkokeissa on havaittu sen vastaavan kantavuudeltaan hiesua ja hienoa hietaa ja vaativan päällensä kerrokset, joiden yhteispaksuuden on oltava vähintään 40 cm. Yleensä mitoitus suoritetaan D-luokan mukaisesti, mikä normien mukaan vaatii tien liikennemäärästä riippuen 40...65 cm päällysrakenteen. Parhaillaan vtt:llä käynnissä olevan koesarjan perusteella näyttää siltä, että on mahdollista konstruoida erittäin kevyt tierakenne, jossa on vain kevytsoraa osittain sementillä sidottuna sekä tavanomaiset bitumilla sidotut kerrokset (kantavan kerroksen sidottu yläosa ja päällyste).

Edelleen norjalaiset (Flaate, Rygg) ovat käyttäneet kevytbetonijätteen kantavuuden parantajana edellisen

kaltaista sementillä sidottua päällysrakennetta.

Bitumisten sideaineitten soveltuvuutta kevytsoran sitomiseen on tutkittu runsaasti mm. vtt:n ja Oulun yliopiston toimesta. Tulokset ovat melko ristiriitaisia, mikä johtuu lähinnä erilaisista lujouden mittaustavoista ja käytetyistä lisäaineista.

Kokeiden perusteella voidaan kuitenkin päätellä, että pelkkien bitumisten sideaineiden käyttö tuskin vastaa tarkoitustaan tien kantavuuden lisääjänä. Bitumisten sideaineiden käytön yhteydessä on tutkittu myös eri lisäaineiden vaikutusta seoksen lujuteen.

Kalkkijauheen ja epoksi-muovin lisäämisestä on saatu suotuisia kokemuksia.

Yhteenvetona kevyiden materiaalien päällysrakenteista on sanottava, että parasta rakennetta ei varmasti vielä tunneta. Käynnissä olevaa koe-toimintaa on tämän vuoksi jatkettava ja pyrittävä selvittämään erityisesti rakenteiden kestävyys ja muodonmuutokset pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksesta.

Rakennustavat

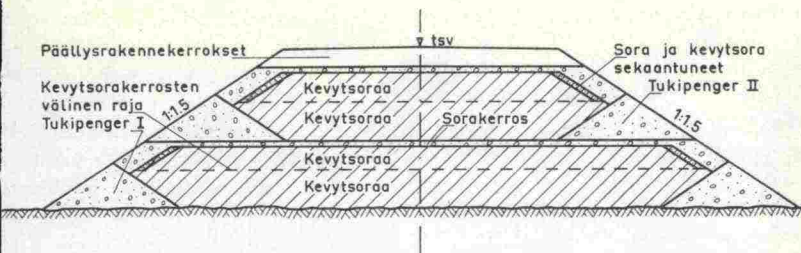
Kevytsoran käsittely ja sen vaatimat rakennustavat poikkeavat oleellisesti normaalien kivennäismaalajien menetelmistä. Eräs oleellisimpia eroja on se, että kevytsoraa ei voi penger-tää normaaliin tapaan, vaan se täytyy kasata tavallisesta kitkamaasta rakennettavan tukipenkereen avulla. Paljaan kevytsoran päällä ei voi liik-kua autoilla eikä juuri muillakaan

pyöräkulkuneuvoilla. Sensijaan telaketjutraktori liikkuu melko vaivatto-masti paljaankin kevytsoran päällä, mutta tarpeetonta liikkumista on syytä välttää, sillä kevytsoraraket murtuvat helposti ja soran laatu heik-kenee. Kevytsoran pinta voidaan par-haiten tasoittaa käsityönä pitkiä lau-toja tms. apuna käyttäen.

Kevytsoran tiivistäminen poikkeaa myös normaalista. Tiivistäminen on kätevintä suorittaa aluksi telaketju-traktorilla kevytsoran päälle tulevien kerrosten levittämisen yhteydessä. Lopullinen tiivistäminen voidaan suori-ttaa esim. 3 tonnin täryjyrällä vä-hintään neljä kertaa jyräten.

Kevytsorakerroksen minimipaksuu-tena on syytä käyttää yleensä 40 cm, sillä tätä ohuimmat kerrokset pyrki-vät helposti sekoittumaan tiivistyksen yhteydessä. Siirtymäkiiloissa voitaneen minimipaksuutena käyttää 10 cm. Mi-käli joudutaan rakentamaan korkeita kevytsorapenkereitä on usein tarpeen tehdä rakenne kerrokselliseksi siten, että 2...3 m paksuisen kevytsora-kerroksen päälle ajetaan n. 30 cm soraa liikkumisen, tiivistämisen ja penkereen korotuksen helpottami-seksi. (ks. kuva 130.)

Sementtiä voidaan kevytsoran yh-teydessä käyttää kahdella eri tavalla. Voidaan joko sekoittaa sementtiä, vettä ja kevytsoraa valmiiksi kevyt-betonimassaksi tai sekoittaa sement-tiä, vettä ja hiekkaa sementtilaas-tiksi, joka sitten kaadetaan tai pum-pataan kevytsoran päälle. Jälkimmäi-nen tapa lienee työkustannuksiltaan edullisempi, mutta sementtimenekki on tällöin suurempi.



Kuva 130:
Kaksikerroksisen kevytsorapenkereen rakenne.

Bitumisia sideaineita voidaan vastaavasti käyttää joko erillisessä sekoittimessa sekoittaen tai suoraan kevytsoran pintaan ruiskuttaen. Jälkimmäinen tapa on halvempi ja helpompi suorittaa, kunhan vain löydetään paras mahdollinen sekoituskalusto. Lisäaineita voidaan käyttää kummankin sekoitustavan yhteydessä, mutta sekoittajassa saadaan luonnollisesti tasaisempi sekoitus ja tullaan toimeen pienemmällä lisäainemäärällä.

Taloudellisuus

Kevytsoran taloudellisuus on riippuvainen lähinnä kahdesta tekijästä. Kevytsoran hinta määräytyy käyttöpaikan sijainnin perusteella; kuljetuskustannukset (valmistuspaikkakunnilta Kuusankoskelta ja Lohjalta ovat n. 3 penniä/m³km. Vaihtoehtoisten rakennustapojen (paalutus, pohjaantäyttö) kustannukset taas määräytyvät pääasiassa tarkasteltavan pehmeikkökohdan maaperäsuhteiden perusteella, jolloin pehmeikön syvyys on usein ratkaiseva tekijä.

Kansantalouden kannalta on kevytsoran käyttö varsin perusteltua ainakin mikäli toisena vaihtoehtona on

paalutus. Onhan puu teollisuutemme arvokkaimpia raaka-aineita, jonka käyttöä jalostamattomana voidaan pitää kansantaloudellisesti epäedullisena. Kevytsora taas on halvasta raaka-aineesta pitkälle kehitetty teollinen tuote, jonka käytön lisääminen on kansantaloudellisesti edullista.

3.19 PENKEREEN POHJANVAHVISTUSTAVAN VALINTAAN VAIKUTTAVISTA TEKIJÖISTÄ

Harkittaessa penkereen pohjanvahvistustarvetta ja -tapaa joudutaan suunnittelutehtävissä tyypillisten teknillis-taloudellisten ratkaisujen eteen. Huomioonotettavia näkökohtia saatua olla hyvinkin useita, eivätkä kaikki näistä suinkaan rajoitu puhtaan geotekniikan piiriin. Pohjanvahvistukset ovat nimittäin osa tien tai muun maarakenteen rakennustyöstä eivätkä mikään itsenäinen projekti. Esim. tien kyseessä ollessa sen geometria, massojen käyttö, kuivatusjärjestelyt ja pohjanvahvistukset muodostavat kokonaisuuden, jossa kaikki tekijät vaikuttavat toisiinsa.

3.191 TEKNILLISET NÄKÖ- KOHDAT

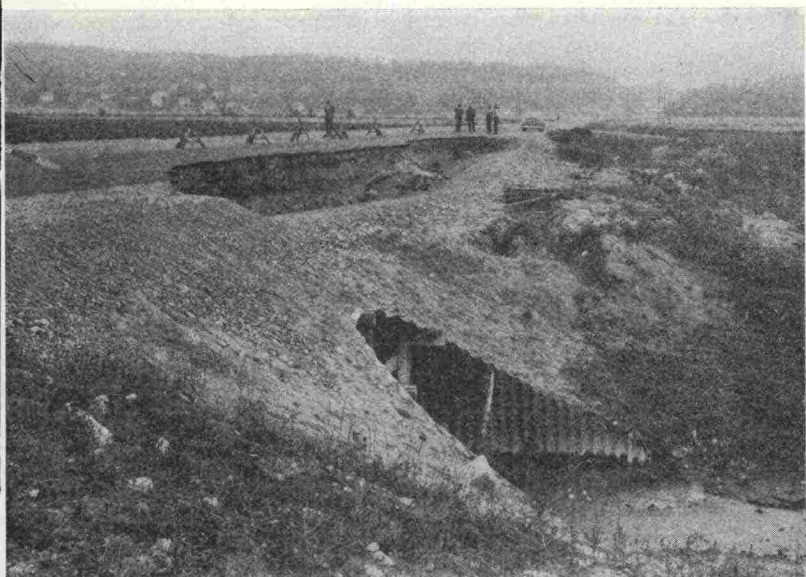
Maaston topografia ja maaperäsuhteet sekä rakennettavan penkereen geometriset mitat määräävät teknillisesti mahdolliset rakennustavat karsien täten jo alkuun joukon rakennustapoja tarkemmista vertailuista. Tärkein yleisvaatimus on tällöin penkereen riittävän vakavuuden saavuttaminen sortumista vastaan. Varmuuskertoimen valinnasta eri tapauksissa on ohjeita kohdassa 2.1. Toinen yleisvaatimus on esim. tienrakennuksessa tien luokasta ja liikenteellisestä merkityksestä määräytyvien penkereen pinnan tasaisuutta koskevien vaatimusten toteuttaminen, joita on tarkemmin selostettu kohdassa 2.423. Muita, enemmän tapauskohtaisia tekijöitä ovat esim:

- alkuperäisen maaston vakavuus sortumista vastaan penkereen rakennusalueella sekä penkereen rakentamisen ja sen mahdollisen pohjanvahvistuksen vaikutus koko alueen vakavuuteen (esim. paalutuksen aiheuttama huokosvesipaineen lyhytaikainen kasvu).
- alueen konsolidoitumistila (esim. kuivatun järven alueella saattaa maa olla vielä alikonsolidoitunut) ja sen vaikutus pohjanvahvistustarpeeseen ja pohjanvahvistustapoihin (esim. paalujen lisärasitukset ns. negatiivisen vaippahanauksen johdosta).
- penkereen liittyminen siltoihin, alikulkukäytäviin, rumpuihin, si-
vuoja- ja laskuojajärjestelyihin, uoman siirtoihin ym. (kuva 131).

- käytettäessä eri pohjanvahvistustapoja samalla pehmeikköosuudella niiden liittyminen toisiinsa ottaen huomioon pohjanvahvistustapojen itsensä määrittelemät teknilliset vaatimukset ja rajoitukset sekä siirtymäkohdassa tapahtuvia painuma-eroja koskevat vaatimukset.
- vanhojen penkereiden käyttömahdollisuus tulevan rakenteen osana sekä niiden aiheuttamat rajoitukset pohjanvahvistusratkaisuille.
- muiden olemassa olevien tai alueelle suunniteltujen rakenteiden (rakennukset, sillat, viemärit, johdot, kaapelit, salaojitukset jne.) aiheuttamat rajoitukset uusien rakenteiden perustamisratkaisuille.
- maisemanhoidollisten toimenpiteiden vaikutus, esim. eritasoliittymä-alueen ramppien välillä suoritettavat täyttötöyt ym.
- pohjanvahvistustapaan liittyvät erikoisvaatimukset, esim. paalutus vaatii riittävän pengerkorkeuden jne.
- käytettävissä oleva tila. Esim. asutustaajamissa kalliit tontti-alueet saattavat estää tai tehdä epätaloudelliseksi vastapenkereiden käytön.
- vaiheittain rakentaminen, ks. kohta 3.196.

3.192 TALOUDELLISET NÄKÖ- KOHDAT

Taloudelliset vertailulaskelmat ovat usein välttämättömiä edullisimman rakennustavan valinnan mahdollistamiseksi.



Kuva 131:

Matalalla penkereellä sortumat jokseenkin säännöllisesti sattuvat vanhojen uomien, uomansiirtojen ym. beikkousvyöhykkeiden kohdalla, joissa kaikkia vakavuuteen vaikuttavia tekijöitä on vaikea teoreettisissa laskelmissa ottaa huomioon. Normaalia suuremman varmuuskertoimen käyttäminen tällaisilla kohdilla lieenee perusteltua.

Pohjanvahvistuksista aiheutuvat ylimääräiset kustannukset on yleensä edullisinta laskea kokonaiskustannuksina kullakin pehmeikköosuudella. Massat ja muut määrät lasketaan teoreettisten mittojen perusteella planimetria ym. normaaleja apuvälineitä käyttäen ja kerrotaan yksikköhinnoilla, jolloin päästään kustannuksiin. Laskutoimitusten edellytyksenä on täten vaihtoehtoisten pohjanvahvistustapojen alustava suunnittelu ja mitoittaminen.

Todelliset työstä aiheutuvia kustannuksia vastaavat yksikköhinnat

vaihtelevat huomattavan paljon paikallisista olosuhteista riippuen. Ne pystyy parhaiten etukäteen arvioimaan kokenut rakentaja. Suunnittelija joutuu käyttämään epätarkempia tilastollisia tietoja ja tarvittaessa turvautumaan rakentajan asiantuntemukseen.

Taulukossa 16 on esitetty eräitä suuruusluokkaa osoittavia yksikköhintoja, jotka perustuvat pääasiassa Etelä-Suomessa rakennettuihin tierakennustöihin. Valtionhallinnon maarakennusalan standardeissa on koko maata käsittäviä keskiarvokustannuksia.

Massanvaihdossa täyttömaan hinta ratkaisee yleensä menetelmän taloudellisuuden. Täyttömassojen hinnan arvioiminen on sinänsä kokemusta vaativa tehtävä, joka edellyttää rakennettavan projektin tarkastelua suurempana kokonaisuutena. Taulukossa 16 esitetyt tapaukset ”ylijiämämassoja”, ”massatasapaino” ja ”massat varamaanotto paikalta” ovat lyhennelmäkieltä ja tarkoittavat seuraavaa:

yl i j i ä m ä m a s s a t

pakkopisteiden tms. syiden vuoksi on tielinjalla massaylijiämää. Ellei massoja käytetä massanvaihtoon, on ne ajettava kaatopaikalle. Massat ovat siis ilmaisia.

m a s s a t a s a p a i n o

geometriaa muuttamalla voidaan tyydyttää massanvaihdon aiheuttama lisääntynyt massatarve leikkaamalla maamassoja tielinjalta. Jos vastaavasti on kuitenkin leikattava kalliomassoja, tulee kustannukseksi kallioleikkauskustannus jaettuna löyhtymiskertoimella (1.5).

m a s s a t v a r a m a a n o t t o - p a i k a l t a

varamaanottopaikalta otetut massat ovat yleensä tielinjalta saatavia massoja kalliimpia, koska niiden hintaa nostavat yleensä pitemmät ajomatkat ja työmaatiet, maanotto paikan lunastus- ja korvauskustannukset, jälkisiivoukset jne.

Vastapengermassojen todellista hintaa on niin ikään aina syytä harkita.

Vastapenkereisiin voidaan nimittäin käyttää myös sellaisia huonolaatuisia massoja, joiden käyttömahdollisuudet muuten ovat rajoitetut. Geometriset vaatimukset sekä pakko hankkia tietty määrä hyvänlaatuisia massoja aiheuttavat esim. tienrakennuksessa — ainakin Etelä-Suomessa — usein tilanteen, että joka tapauksessa leikattavaksi joutuvia ja täten käyttöä ajatellen jokseenkin ilmaisia, joskin huonolaatuisia vastapengermassoja on käytettävissä. Tällaisissa tapauksissa voidaan myös vastapenkereen mitoituksessa soveltaa normaalia suurempia varmuuskertoimia, koska aluetta voidaan samalla käyttää kaatopaikana.

Joissakin tapauksissa pohjanvahvistusten massatöiden kustannusten tarkka arvioiminen vaatisi yksityiskohtaisen massankäyttö- ja massansiirtosuunnitelmien laatimisen erilaisilla vaihtoehtokombinaatioilla. Mahdollisuudet tällaiseen ovat toistaiseksi olleet rajoitetut, ATK saattaa mahdollistaa tässäkin suhteessa tulevaisuudessa entistä tarkemmat vaihtoehtojen vertailut.

Nykyisillä yksikköhinnoilla ja nykyisin sallittavilla paalurasituksilla tienrakennukseen liittyvissä pengerspaalutuksilla eivät betonipaalut ole taloudellisesti kilpailukykyisiä (sopi va vertailuluku saadaan jakamalla paalun juoksumetrikahinta sen kantavuudella). Betonipaalujen käyttö on meillä toistaiseksi rajoittunut erittäin korkeisiin (yli 7 m) penkereisiin sekä paikkoihin, joissa puupaaluja ei lahoamisvaaran vuoksi ole pidetty soveliaina.

Taulukko 16. Pohjanvahvistustöiden yksikköhintoja.

Työ	Yksikkö	Kustannus
Puupaalut	mk/jm	7...9
Paaluhatut		
koko 60 × 60 ... 80 × 80	mk/kpl	30...40
koko 100 × 100 ... 120 × 120	mk/kpl	40...60
Patruunakyllästys	mk/paalu	0,6...1,2
Puserruskyllästys	mk/paalu	7...9
Teräsbetonipaalut		
20 × 20 cm	mk/jm	30
25 × 25 cm	mk/jm	35
Paalujatkos		
puupaalu	mk/kpl	20...25
betonipaalu		
tavallinen jatkos	mk/kpl	50...60
taivutusjäykkä jatkos	mk/kpl	150
Kelpaamattoman perusmaan poisto		
normaalikaivu, siirto 0...1 km	mk/m ³	3,5...5
imuruoppaus		
työkohteen perushinta (koneiston siirto)	mk	10 000...20 000
irroitus, siirto 0...1 km	mk/m ³	2...3
lisähinta 1 km siirtomatkan lisäyksestä ..	mk/m ³	1
Täyttö kitkamaalla		
yliäämämassoja	mk/m ³	0
massatasapaino, maamassoja	mk/m ³	4...5
massatasapaino, kalliomassoja	mk/m ³	8...10
massat varamaanotto paikalta	mk/m ³	6...8
Räjäytykset		
penkereen edessä	mk/kg	10...12
penkereen sivulla	mk/kg	16...20
Ylipenger	mk/m ³	3...4
Vastapenger		
yliäämämassoja (esim. huonolaatuisia mas- soja)	mk/m ³	0
massatasapaino, maamassoja	mk/m ³	4...5
Syväoijat Ø 16 cm	mk/jm	2,5...3
Suodattimet	mk/m ³	8...10
Tela (ristikkotela)	mk/m ²	8...10
Kalkkistabilointi	mk/m ²	2,5
Kevytsoara	mk/m ³	20...30

Yksikköhinnat on tarkoitettu suuruusluokkaa osoittavaksi ohjeeksi tavallisia työskentelyolosuhteita silmälläpitäen. Niitä on täten käytettävä harkiten.

Puupaalujen hinta riippuu paalujen pituudesta, latvaläpimitasta sekä paikallisista olosuhteista. Tukipaalujen osalta näyttää siltä, että paalun latvaläpimitan pienentyessä hinta pienenee hitaammin kuin kantavuus. Pieniläpimitaisten paalujen suosimiseen taloudellisilla perusteilla ei täten näytä olevan aihetta — ellei yksityiskohtaisia tapauskohtaisia selvityksiä (tarjouksia) ole käytettävissä. Kuitenkin on luonnollisestikin kaikissa tapauksissa taloudellisesti edullista pyrkiä käyttämään paalulle sallittu jännitys täysin hyväksi. Edelleen on otettava huomioon, että jatkos aiheuttaa huomattavan lisäkustannuksen ja sellaisten käyttöä on luonnollisesti pyrittävä välttämään.

Massojen käyttöä on yleensä kustannusten puolesta — lähinnä kansantaloudellisilla perusteilla — pidetty puumateriaalia vaativaa paalutusta edullisempana, mikäli edellinen on ollut samanhintainen tai vain vähän jälkimmäistä kalliimpi.

Yleensä pehmeiköllä pohjanvahvistustavan kustannuksien muodostumiseen vaikuttava syvyys on eri suuruisen eri pohjanvahvistustavoilla (kaivussyvyys, massojen upotussyvyys, syvöjien ja paalujen pituus). Näiden keskinäisillä eroilla on usein ratkaiseva merkitys edullisuusjärjestyksen muodostumiseen.

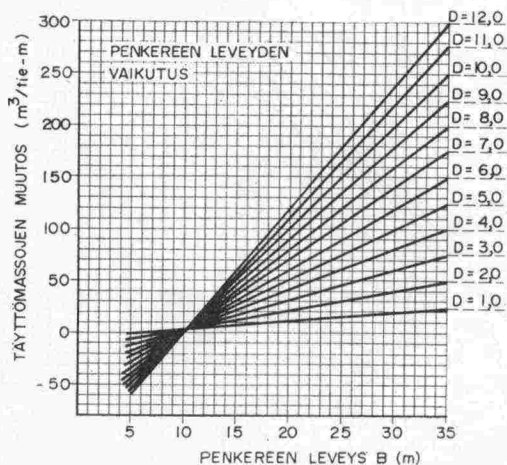
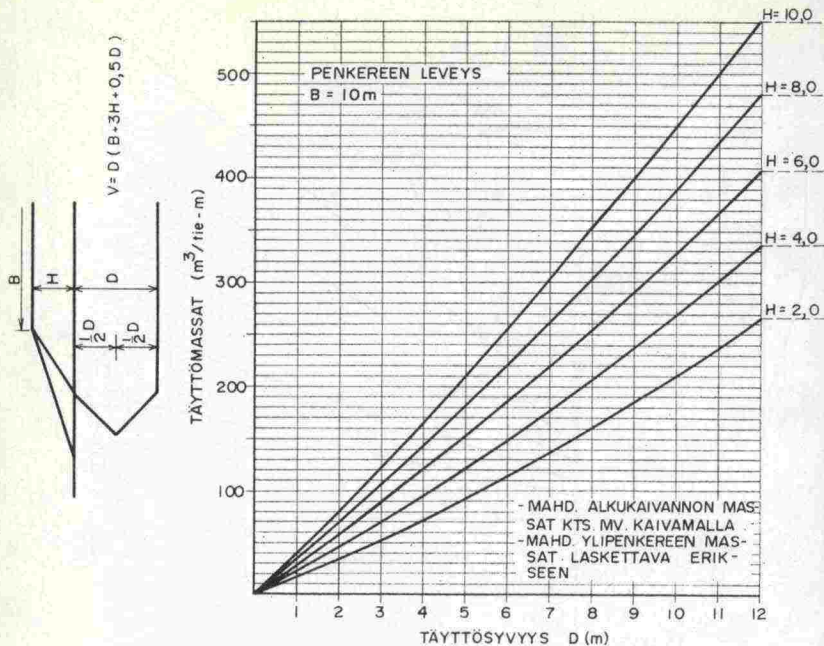
Erityisen epäedullisissa olosuhteissa joudutaan joskus geoteknillisistä syistä rakentamaan silta. Moottori- ja valtateiden suunnittelussa on viime vuosina esiintynyt muutama tällainen tapaus. Koska yksinkertainenkin silta

on normaaleihin tie- ja pohjanvahvistusrakenteisiin verrattuna suhteellisen kallis, tulee tällaisen rakennustavan käyttäminen pelkästään taloudellisin perustein harvoin kysymykseen. Yleensä varmuus ja laatu edellyttävät myös vastaavasti korkeampia rakennuskuttannuksia.

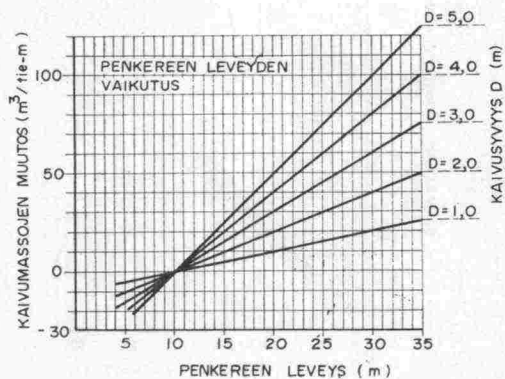
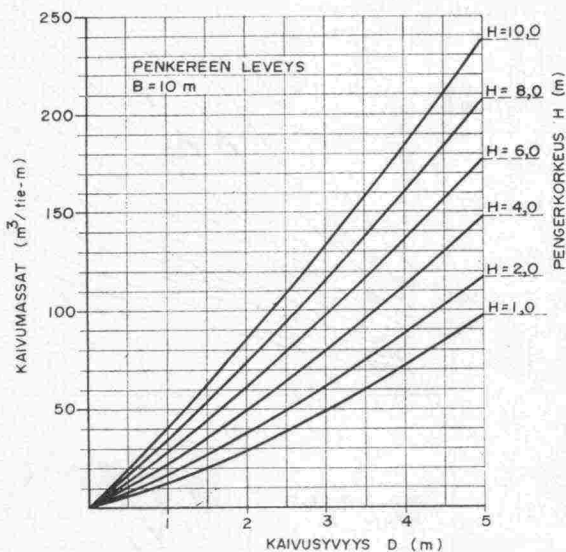
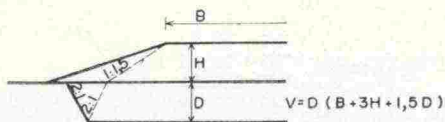
Kuvissa 132—136 on esitetty monogrammeja pohjanvahvistustöiden massojen ja määrien suuruusluokan karkeaa arvioimista varten. Yksikköhinnat voidaan valita esim. taulukosta 16.

3.193 HAITAT JA VAHINGON- VAARA

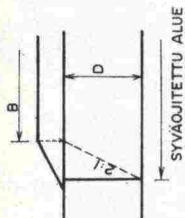
Pohjanvahvistustöiden olemassa oleville rakenteille aiheuttamat vauriot tai vaara sellaisten ilmenemisestä tulee suunnittelijan rakennustapaa valitessaan ja pohjanvahvistustavan yksityiskohtaisessa suunnittelussa ottaa huomioon. Kaikkein useimmin tällainen vaaratekijä liittyy massanvaihtoon pengertämällä, jossa huonosti kantavan pohjamaan syrjäyttäminen saa aikaan pohjamaan sivusuuntaista liikettä ja nousua usein hyvinkin laajalla (joskus toistasataa metriä penkereen molemmin puolin) alueella, etenkin penkereen ollessa leveä ja täyttösyvyyden suuri. Liikkuvat pohjamaat saattavat aiheuttaa monenlaisia vaurioita, suorastaan siirtää keveitä maavaraisesti tai paaluttamalla perustettuja rakennuksia, johtolinjojen pylväitä ym., aiheuttaa muodonmuutoksia itse rakenteissa tai niiden perustuksissa tai aiheuttaa perustuk-



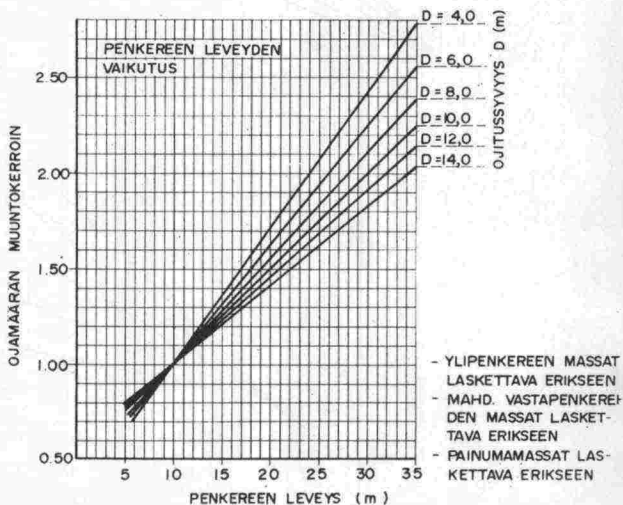
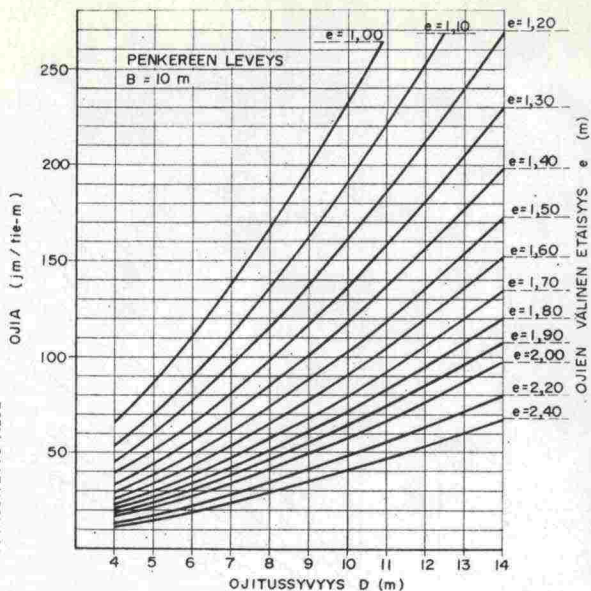
Kuva 133:
Pohjanvahvistustöiden massoja. Massanvaihto pengertämällä.



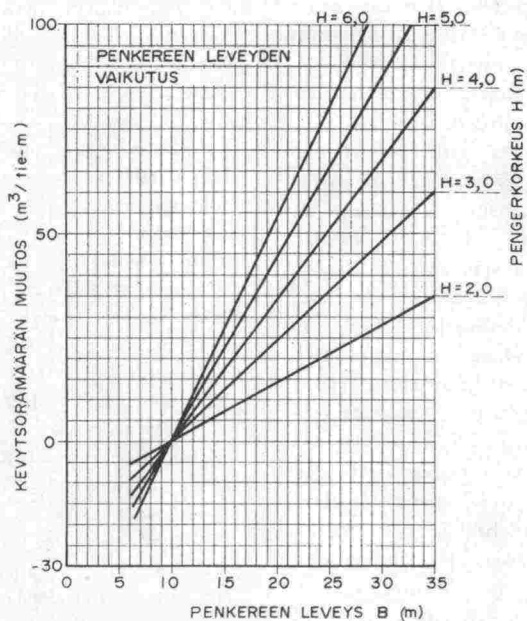
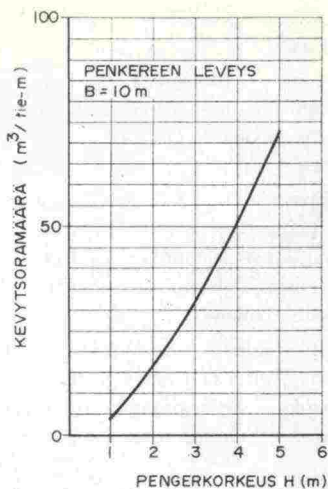
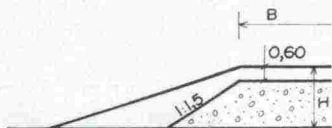
Kuva 134:
Pohjanvahvistustöiden massoja. Massanvaihto kaivamalla.



OJAT KOLMIOMAISESSA
RYHMITYKSESSÄ, OJAVÄLI = e



Kuva 135:
Pohjanvahvistustöiden massoja. Syväöjitus.



Kuva 136:
Pohjanvahvistustöiden massoja. Kevytsorapenger.

sille, esim. paaluille, ylimääräisiä ratkaisuja.

Niinikään kaivamalla suoritettuihin massanvaihtoihin liittyy usein vieressä sijaitsevien rakenteiden sortumisvaara.

Massanvaihto saattaa myös aiheuttaa pohjaveden virtaussuhteista riippuen veden laadun väliaikaista huononemista lähistöllä sijaitsevilla pohjavedenottamoissa.

Penkereiden pohjanvahvistus sen sijaan ei yleensä aiheuta vanhojen rakenteiden puisia paaluperustuksia lahohtavaa pohjavedenpinnan alenemista.

Muille rakenteille koituvat haitat ja vahingonvaara saattavat vaikuttaa monella tavalla ratkaisuihin: ne saattavat tehdä kokonaan mahdottomaksi jonkin pohjanvahvistustavan tai vaatia suunnittelulta erikoistoimenpiteitä vaurioiden estämiseksi, ylimääräistä kaivua, vastapainoa, väliaikaisia tukemistöitä yms. Toisaalta voidaan tyytyä mahdollisimman täydelliseen olemassaolevien halkeamien ym. vaurioiden inventointiin ja mittauksiin sekä seurata rakennusaikana mahdollisimman tarkasti vaurioiden syntymistä ja vasta tarpeen vaatiessa ryhtyä toimenpiteisiin lisävaurioiden estämiseksi. Monesti mahdollisesti syntyvät vauriot ovat kustannuksiltaan rakennettavaan hankkeeseen verrattuna niin vähäisiä, että vauriot kannattaa korvata tai suorittaa vauriointuneiden rakenteiden korjaustyöt penkereen ja sen pohjanvahvistusten rakentamisen jälkeen.

3.194 EPÄONNISTUMISRISKIT

Riski merkitsee epävarmuutta rakennustavan tai jonkin sen yksityiskohdan onnistumisesta.

Casagrande on eritellyt laajasti riskitekijän luonnetta ja esiintymistä perustus- ja maarakennustöissä. Hänen esityksessään jaetaan riskitekijät seuraaviin ryhmiin:

- 1) teknilliset riskit
 - a) tuntemattomat riskit
 - b) harkitut riskit (calculated risks)
- 2) inhimilliset riskit.

Tuntemattomat teknilliset riskit ovat geotekniikan pioneeriaikaan kuuluneita välttämättömyyksiä, nykyisellä geoteknisellä teorialla on kaikki vaaratekijät selitettävissä, joskaan kvantitatiivinen analyysi ei suinkaan aina ole mahdollista.

Harkittu riski on suunnittelijan ehdoin tahdoin ottama. Tällöin varmuusmarginaali on niin pieni, että laskelmilla ja arvioinneilla ei epäonnistumisvaaraa — yleensä on kysymys sortumavaarasta — pystytä riittävän varmasti selvittämään. Motiivina tämantapaisen riskin ottamiselle on — etukäteen harkittuna — todennäköinen voitto, yleensä taloudellinen. Kysymyksessä on siis vertailutehtävä, jossa mahdollista voittoa verrataan mahdollisiin menetyksiin ja niiden todennäköisyyteen.

Tie- ym. penkereen osalta voidaan periaatteessa ottaa ainoastaan sellaisia riskejä, jotka koskevat rakennustyön aikaista vakavuutta. Liikenneväylillä käyttötilan aikana tapahtuva sortuma merkitsee aina hengenvaa-

taa. Jos penkereen rakennusaikainen vakavuus sortumista vastaan on kyseenalainen eikä kysymys ole laajempien jokivarsisavikoiden yms. sortumasta, ei vaaraa ihmishenkien menettämisestä yleensä ole olemassa. Tilanne on sen sijaan toinen vesipenkerellä, jopa avosilmäkkeitä käsittävän suonkin (esim. umpeen kasvanut järvi) kohdalla, jossa mahdollinen sortuma voi aiheuttaa työkoneiden joutumisen veteen.

Riski saattaa myös koskea esim. puupaalujen lahoamisvaaraa, paalu- ja laattojen alapuolella olevan maan painumista ja laattojen jäämistä ilmaan sekä ylimääräisiä paalurasituk-
sia tms.

Edellä esitetyn jaoittelun mukaiset inhimilliset riskit johtuvat organisaa-
tion, vastuunjaon, olemassa olevan tiedon ja taidon käytön ym. tekijöiden sisältämästä epäonnistumisen mahdollisuudesta. Erityisesti suunnittelun ja rakentamisen huonoa yhteistyötä on yleensä pidetty selvänä riskitekijänä, jonka suunnittelija eräissä yksityiskohdissa joko tietoisesti tai tietämättään ottaa huomioon. Jos pohjanvahvistustöiden suunnittelijalla on mahdollisuus olla toteutusvaiheessa mukana ja vaikuttaa rakennustyön-
aikaisiin ratkaisuihin, ne joustavam-
pi ja taloudellisempi sekä paremmin
sää- ym. olosuhteisiin soveltuva suun-
nitelman toteuttaminen mahdollista.

3.195 LOPPUTULOKSEN LAATUTASO

Eri rakennustapavaihtoehdot saatavat edustaa lopputuloksen erilais-

ta laatutasoa, mikä on ratkaisuis-
sa otettava huomioon. Yleensä on kysymys rakennusajan jälkeisistä painumista. Suunnittelijalle tämäntyyppiset ratkaisut ovat usein erittäin vaikeita. Periaatteellisesti on kuitenkin laatu-
eroa verrattava pääasiassa kustannus-
eroon. Erityisesti on huomattava, että tien luokalla ja liikenteellisellä merkityksellä on aivan ratkaiseva merki-
tys painumien suhteen noudatetta-
valle standardille.

Yleisenä periaatteena on myös tärkeätä ottaa huomioon, että tien laatu-
tutasossa on pyrittävä tasaiseen stan-
dardiin kaikkien ominaisuuksien osalta, vaikka niillä ei mitään yhteistä mitta-arvoa olekaan. Erityisesti tien päällysrakenteen, joka myös mitä suurim-
massa määrin vaikuttaa tien pin-
nan ajo-ominaisuuksiin, tulee olla oikeassa suhteessa pohjanvahvistuksissa
noudatettuun standardiin.

Käytännössä ei odotettavissa olevia painumaeroja esim. pitkällä tasaisella
pehmeikköalueella saada teoreettisin
laskelmin täysin luotettavasti selvit-
tyiksi. Koska kuitenkin, kuten koh-
dassa 2.41 tarkemmin selvitetään,
merkitsevät suuremmat kokonaispai-
numat, alhaisempi varmuus sortumis-
ta vastaan ym. tekijät myös suurem-
pien painumaerojen muodostumista,
voidaan ne vertailussa riskitekijän
luonteisina ottaa huomioon.

3.196 VAIHEITTAIN RAKENTA- MINEN

Tienrakennuksessa tulee nykyisin
melko usein kysymykseen vaiheittain

rakentaminen. Tällöin on kysymyksessä tien vastainen leventäminen, kaistaluvun lisääminen, toisen ajoradan ja eritasoliittymien rakentaminen jne. Myös pohjanvahvistusten suunnittelijan on syytä ottaa tällaiset mahdollisuudet huomioon jo ensimmäistä rakennusvaihetta suunnitellessaan.

Teknilliseltä kannalta samantapaisia ja edellisiä vielä yleisemmin esiintyviä töitä ovat olemassa olevien tien levennykset ja perusparannukset joko korkeampiluokkaisiksi yksiajorataisiksi teiksi tai joskus moottoritien toiseksi ajoradaksi.

Ajoradan leventäminen tai toisen ajoradan rakentaminen.

Pehmeikköalueelle ilman pohjanvahvistustoimenpiteitä rakennetun penkereen leventäminen saattaa olla teknillisesti vaikea tehtävä, koska halkeamia aiheuttavia painumaeroja uuden ja vanhan osan välillä on usein vaikea välttää. Edelleen uusi osa saattaa aiheuttaa vanhallekin osalle lisäpainumia, joka ilmenee ajoradan kallistumisena ym. vaurioina.

Yleensä tulisi levitys saada pientareiden osalle, jolloin syntyvien painuma-erojen liikenteelle aiheuttamat haitat jäävät vähäisemmiksi.

Sellaiset työt, joissa levitys osuu ajokaistojen osalle, esim. levitys neli-kaistaisesta kuusikaistaiseksi tai myöhemmin rakennettava eritasoliittymän ramppi kiihdytys- tai hidastuskaistoi-
neen liittyy tiehen, ovat erityisen hankalia, koska näissä tapauksissa eri aikoina rakennettavien osien painu-

mat tulisi erittäin tarkasti (sentin—parin tarkkuudella) saada sovitetuksi yhteen.

Liikenteen kannalta ei sen sijaan eri rakennusvaiheita tarvitse lainkaan synkronoida toisiinsa, mikäli rakennusvaiheet muodostuvat erillisistä ajoradoista. Teknillisiä erikoiskysymyksiä saattaa tällaisissakin tapauksissa esiintyä (rummut ym.)

Mikäli vanha penger on vahvistettu massanvaihtoa pengertämällä käyttäen, on sen levittämisessä tai toisen ajoradan välittömästi viereen rakentamisessa hankaluuksia, mm. massojen riittävässä määrin syrjäytymään saamisessa sekä vanhan osan vaurioitumisen estämisessä.

Paaluttamalla tai massanvaihtona kaivamalla vahvistetun penkereen leventäminen on suhteellisen yksinkertaista, jos jatkamismahdollisuus on otettu huomioon ensimmäisessä rakennusvaiheessa. Ensimmäiselle rakennusvaiheelle tällaisista toimenpiteistä aiheutuvat lisäkustannukset ovat vaatimattomia.

Teknillisissä arvioinneissa on syytä erityisesti havaita, että eri aikoina rakennettavien osien perustamistapojen ei välttämättä tarvitse olla samoja. Esim. syväojitetun penkereen viereen voidaan toinen myöhemmin rakennettava ajorata rakentaa myös esim. paaluttamalla tai kevytsorapenkerään.

Varauduttaessa myöhempiin rakennusvaiheisiin olisi teknilliseltä kannalta usein edullista tehdä massanvaihtotyöt suoraan molempia rakennusvaiheita varten, jolloin tulevan rakennusvaiheen pohjat voitaisiin

maamioida luiskaksi tai esim. pengerämällä tehdyn massanvaihdon jälkeen leikata luonnollisen maanpinnan tasoon ja nurmettaa. Ainakin mikäli ensimmäisessä rakennusvaiheessa on ylijäämämassoja, tulisi näin menetellä.

Tiigeometrian mahdollisuudet

Mikäli tielle on tarkoitus rakentaa toinen ajorata, on usein edullista ja yleensä käytännössä täysin mahdollista sijoittaa uusi ajorata pehmeikköalueella niin kauaksi vanhasta, että sen perustamistapa voidaan ratkaista vanhasta ajoradasta riippumattomana. Erityisesti pohjanvahvistustavan ollessa massanvaihto pengertämällä on tänä usein edullinen ratkaisu huolimatta lisääntyneistä täyttömassojen määrästä toisessa rakennusvaiheessa. Tilavaraukset on edullisinta tehdä ensimmäisen rakennusvaiheen tielainmukaisen käsittelyn yhteydessä.

Taloudelliset näkökohdat

Myös vaiheittain rakentamisessa saattavat tulla kysymykseen taloudelliset vertailut. Esim. ensimmäisessä rakennusvaiheessa halpa pohjanvahvistustapa saattaa edellyttää kalliita toimenpiteitä jatkovaiheessa ja kääntäen. Tällaisissa vertailuissa on otettava huomioon korkotekijä tunnetun koronkoron kaavan mukaisesti (korko tiealan taloudellisissa laskelmissa on 7.5 %).

Toimenpiteen kustannuksen nykyarvo pienenee koron ansiosta voimakkaasti rakennusvaiheiden välisen ajan kasvaessa. Myöhempien raken-

nusvaiheiden yhteydessä saavutettavien kustannussäästöjen tulee täten olla huomattavan suuria verrattuna jatkamismahdollisuuden ensimmäisessä rakennusvaiheessa edellyttämiin ylimääräisiin kustannuksiin.

Muut näkökohdat

Tulevien rakennusvaiheiden tarpeellisuus perustuu ennusteisiin. Epävarmuus niiden toteutumisesta suunnitellulla tavalla on aina olemassa, muutoinkin kehityksen suunta voi sekä rakenteen käytön että rakennusmenetelmien osalta muuttua ja ainakin edistyä. Suuria kustannuksia jatkamismahdollisuuksiin ei kannattane sijoittaa.

Tuleviin rakennusvaiheisiin onkin käytännössä varauduttu lähinnä silloin, kun niiden vaatimat ylimääräiset toimenpiteet ovat olleet suhteellisen helposti ja ilman sanottavia lisäkustannuksia toteutettavissa.

3.197 RAKENNUSTYÖHÖN LIITTYVÄT NÄKÖKOHDAT

Suunnittelijan mahdollisuudet arvoitella rakentamiseen liittyviä näkökohtia ja niiden merkitystä ovat yleensä rajoitetut, minkä vuoksi neuvottelut rakentajan kanssa ovat jo suunnitteluvaiheessa paikallaan. Esille tulevat näkökohdat ovat usein erittäin konkreettisia. Tällaisia pohjanvahvistustöihin liittyviä seikkoja saattavat olla esim.:

- työmaaliikenne
- työnaikainen julkinen liikenne
- työnaikaiset kuivatusjärjestelyt

- rakennusajankohta (vuodenaika) ja sen vaikutukset (esim. huonosti kantavan pohjamaan leikkaaminen on epäedullista kelirikkoai- kana)
- johonkin osavaiheeseen (esim. penkereen painumiseen) käytettävissä oleva aika ja vaikutus rakennusohjelmaan.
- käytettävissä olevat koneet ja niiden käyttötapa.

3.198 KUNNOSSAPITOON LIITTYVÄT NÄKÖKOHDAT

Pohjanvahvistukset vaikuttavat kunnossapitoon lähinnä penkereen painumisen johdosta. Kunnossapitotoimenpiteet ovat täten pääasiassa päällystetöitä (ks. tarkemmin kohta 2.42) sekä kuivatuslaitteita koskevia korjauksia.

Usein verrataan pohjanvahvistuskustannuksia päällysteen uusimisen kustannuksiin. Vaikuttaa kuitenkin siltä, että johtopäätöksen teossa tulee tällöin olla verraten pidättyväinen, sillä tällä ajattelutavalla päädyttäen liikenteellisesti tärkeillä pääväylillä helposti liian huonoon standardiin. Päämotiivina painumien pienentämisessä on kuitenkin liikenteen

vaatimukset — painumia ei kuitenkaan esim. vilkasliikenteisillä moottoriteillä käytännössä tasoiteta eikä voida tasoittaa 1...2 vuoden välein ja tehdä uusintapäällystystä, vaikka se hyvän ja huonon lopputuloksen tuottavien rakennustapojen kustannuserolla olisikin aikaansaata- vissa.

3.199 VAIHTOEHDOT LOPULLISISSA SUUNNITELMISSA

Joskus ei vaihtoehtojen edullisuusjärjestystä pystytä suunnitteluvaiheessa ratkaisemaan, koska se riippuu tulevan rakentajan (esim. urakkatyössä rakentaja vielä tuntematon) käytettävissä olevasta kalustosta, vapailta markkinoilta hankittavan täyttömaan hinnasta tai muista tekijöistä, joita on vaikea etukäteen riittävän tarkasti arvioida.

Toisaalta on syytä todeta, että todellista tarvetta vaihtoehtojen esittämiseen rakennussuunnitelmassa (ja mahdollisissa urakkatarjousasiakirjoissa) on suhteellisen harvoin. Tämä kuitenkin edellyttää, että geoteknikko tiesuunnittelijan kanssa neuvotellen saa riittävät tiedot massatilanteesta ym. vertailuissa välttämättömistä tekijöistä.

3.2 Luiskien vahvistus- ja verhousmenetelmät

Maaluiskien sortumiseen vaikuttaa samanaikaisesti useita eri syitä. Sortumistavat voidaan sortumiseen vaikuttavan tärkeimmän syyn perusteella jakaa liukusortumiin sekä juoksu-

ja eroosiosortumiin. Liukusortumassa maamassa siirtyy syvällä olevaa, usein lähes ympyränmuotoista liukupintaa pitkin leikkausjännityksen ylittäessä maan leikkauslujuuden liukupinnalla.

juoksu- ja eroosiosortumissa pinta- ja pohjavesivirtaukset aiheuttavat maan valumista ja hienorakeisten maa-ainesten kulkeutumista veden mukana. Odotettavissa olevan sortumistavan tunteminen on katsottava välttämättömäksi edellytykseksi luiskan vahvistustyön onnistumiselle. Seuraavassa on tarkasteltu tärkeimpiä ja tavallisimpia luiskien vahvistukseen ja suojaukseen tähtäviä menetelmiä.

3.21 TOIMENPITEET LIUKU-SORTUMAA VASTAAN

Luiskien liukusortumia voidaan torjua pysyvästi lähinnä sopivalla rakennuspaikan valinnalla, luiskan korkeuden ja muodon tarkoituksenmukaisella suunnittelulla, kuivatustoimenpiteillä sekä erilaisilla vahvistusrakenteilla. Rakennuspaikan siirtäminen edullisempiin olosuhteisiin sekä luiskan korkeuden pienentäminen parantavat aina luiskan vakavuutta, kuten vakavuuslaskelmia käsittelevän kohdan 1.4 perusteella voidaan todeta. Tavalliset pintakuivatustoimenpiteet (avo- ja salaojitukset, verhoukset jms.) tähtäävät pääasiassa juoksu- ja eroosiosortumien torjumiseen, joskin niitä käytetään myös erilaisten vahvistusrakenteiden yhteydessä vaikutuksen täydentäjinä. Syväkuivatustoimenpiteiden ansiosta maan leikkauslujuus kasvaa, joten ne soveltuvat liukusortumienkin ehkäisemiseen. Tavallisimpia tällaisista menetelmistä ovat syväojitus (kohta 3.14) ja pohjavedenpinnan alennus (kohta 3.232), joita on tarkasteltu muissa yhteyksissä. Seuraavassa rajoitutaan tarkas-

telemaan lopullisella rakennuspaikalla kysymykseen tulevista, liukusortuman torjumiseen tähtäävistä suunnittelu-toimenpiteistä luiskan loivennuksen ja kevennysleikkauksen merkitystä sekä varsinaisista vahvistusrakenteista massanvaihtoa, paalutusta sekä tukimuuri- ja tukiseinärakenteita.

3.211 KÄYTETTÄVISSÄ OLEVAT MENETELMÄT LUISKAN VAKAVUUDEN SELVITÄMISEKSI

Luiskan vakavuus liukusortuman suhteen määritetään tavallisesti kokeilemalla liukupinta-analyyseillä. Havaintojen perusteella on todettu, että varsinkin savi-, liejusavi- ja liejumaihin kaivetuissa luiskissa esiintyy sortumia pääasiassa kaivutyön aikana tai välittömästi sen jälkeen. Luiskien vakavuus voidaan näin ollen yleensä määrittää em. maalajeissa $\phi = 0$ -menetelmällä. Maaluiskien pitkäaikainen vakavuus sen sijaan määritetään aina $c-\phi$ -menetelmällä. Vakavuuslaskelmien suoritusta on käsitelty kohdassa 1.4.

Jos tarkasteltavan rakenteen tai luiskan muoto on säännöllinen ja maaperä homogeeninen, voidaan luiskan varmuuskertoimen (F) minimiarvo $\phi = 0$ -menetelmällä laskea myös kaavasta (114). Vertaa myös kohtaan 1.4, kaava (22.)

$$(114) F = \frac{N_s}{\gamma H}$$

N vakavuusluku
s maan keskimääräinen leikkauslujuus vaarallisimmalla liukupinnalla

- γ sortuvan maamassan keskimääräinen tilavuuspaino
 H maaluisikan tai rakenteen korkeus

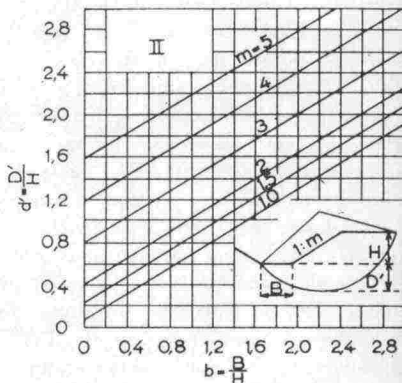
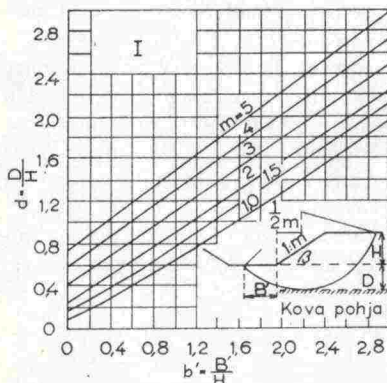
Kuvissa 137...139 (Maa- ja vesirakennus 1968) on esitetty menetelytapa luiskan vakavuuden määrittämiseksi kaavan (114) avulla. Jos kuvan 137 avulla määritetty B' on suurempi kuin uoman pohjan leveys B , kulkee vaarallisimman liukupinta kuvassa 137 II esitetyllä tavalla. Uoman pohjan leveys määrää tällöin vaarallisimman liukupinnan sijainnin ja sitä vastaavan vakavuusluvun arvon, joka voidaan tässä tapauksessa määrittää kuvan 139 avulla. Jos luiskan kaltevuuskulma (β) on suurempi kuin 53° tai jos vaarallisimman liukupinta sivuaa kovaa pohjaa, määritetään mainitun liukupinnan sijainti ja sitä vastaavan vakavuusluvun arvo kuvan 138 avulla. Veden syvyys luiskan edessä on ku-

vien 137...139 esittämissä tapauksissa otaksuttu nolllaksi. Vedensyvyyden vaikutusta luiskan vakavuuteen on käsitelty kohdassa 3.231.

Mikäli jollakin em. menetelmistä määritetty luiskan varmuuskerroin ei täytä asetettua vaatimusta (ks. kohta 2.121), on sitä nostettava tarkoitukseenmukaisilla suunnittelu- tai vahvistustoimenpiteillä.

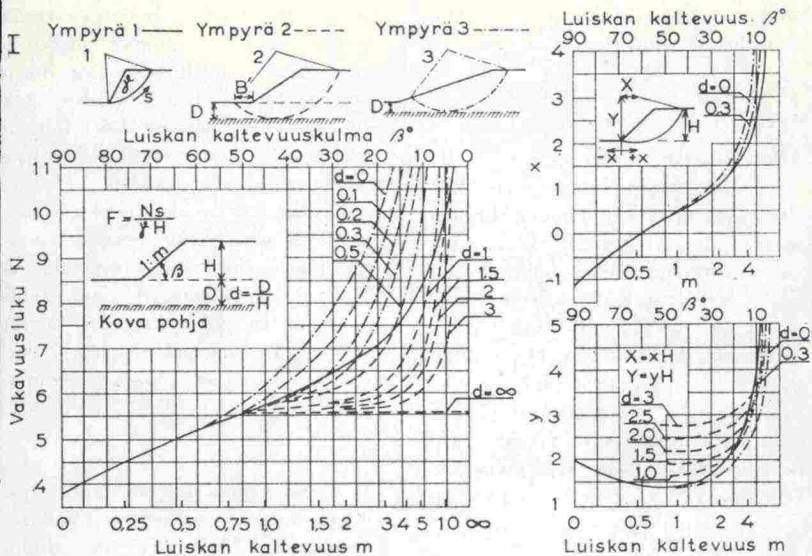
3.212 LUISKAN KALTEVUUDEN JA KEVENNYSLEIKKAUKSEN MERKITYS LUISKAN VAKAVUUDELLE

Luiskan kaltevuuden loiventamisen ja kevennysleikkausten käyttö luiskan vakavuuden parantamiseen perustuu siihen, että sortumista edistävien voimien vaikutus (aktiivimomentti) näiden toimenpiteiden johdosta pienenee. Menetelmien käyttömahdolli-



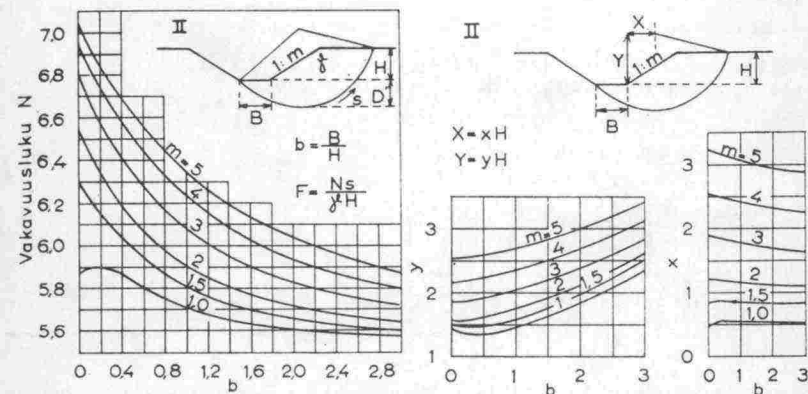
Kuva 137:

Vaarallisimman liukupinnan sijainti riippuu joko kovan pohjan syvyydestä D tai väylän pohjan leveydestä B . Kuvan avulla voidaan selvittää, kumpi näistä tekijöistä määrää liukupinnan sijainnin (Maa- ja vesirakennus 1968).



Kuva 138:

Vaarallisimman liukupinnan sijainnin ja sitä vastaavan vakavuusluvun määrittäminen kun liukupinta kulkee luiskan alimman pisteen kautta ($\beta > 53^\circ$) tai kun vaarallisin liukupinta sivuaa kovaa pohjaa (Maa- ja vesirakennus 1968).



Kuva 139:

Vaarallisimman liukupinnan keskipisteen ja sitä vastaavan vakavuusluvun määrittäminen, kun uomien pohjan leveys määrää mainitun liukupinnan sijainnin (Maa- ja vesirakennus 1968).

suuksista luiskan vahvistamiseen voidaan todeta seuraavaa:

Luiskan kaltevuuden pienentäminen

Jos luiskan kaltevuuskulma (β) koheesiomaassa on $> 53^\circ$ (kuva 138), kulkee vaarallisin liukupinta luiskan juuren (alimman pisteen) kautta eikä ulotu sen alapuolelle (ympyrä 1). Tässä tapauksessa luiskan loiventaminen suurentaa vakavuuslukua ja varmuuskerrointa kuvan 138 osoittamalla tavalla. Kaltevuuskulman pienentyessä alle 53 asteen ulottuu vaarallisin liukupinta luiskan juuren alapuolelle ja sivuaa kantavaa pohjamakerrosta. Kovan pohjan ollessa syvällä ($\frac{D}{H} > 4$) ei luiskan loiventamisella ole sanottavaa käytännöllistä merkitystä koheesiomaaluiskan vaka-

vuuden parantamismenetelmänä, koska luiskan vakavuus paranee merkittävästi vasta, kun luiska tulee hyvin loivaksi (1:5...1:10). Kovan pohjan syvyyden pienentyessä luiskan kaltevuuden merkitys vähitellen kasvaa kuvan 138 mukaisesti.

Luiskan kaltevuuden merkitys kasvaa myös siinä tapauksessa, että vaarallisimman liukupinnan syvyyttä rajoitetaan keinotekoisesti esim. tekemällä uoman pohja kapeaksi (kuvat 137 ja 139) tai pakottamalla liukupinta kulkemaan luiskan juuren kautta.

Kevennysleikkaukset

Kevennysleikkaus (kuva 140) parantaa luiskan vakavuutta kaikissa olosuhteissa. Menetelmä on erittäin sopiva tapauksiin, joissa on kysymys laajoista liikkuvista massoista (esim.

Esim.

$$m = 2,0$$

$$H = 5,0\text{m} \quad D = 2,5\text{m} \quad d = \frac{D}{H} = 0,5$$

$$s = 1,2\text{t/m}^2 \quad \gamma = 1,6\text{t/m}^3 \quad F = 0,94 \text{ (Ympyrä 1)}$$

$$\text{Ympyrä 2} \quad F = 1,30 \quad H_{sall} = \frac{Ns}{F\gamma} = 3,5\text{m}$$

$$2H^* = H - H_{sall} = 1,5\text{m} \quad h^* = \frac{H^*}{H} = 0,15$$

$$\text{Ympyrä 3} \quad F = 1,30 \quad d = 0,5$$

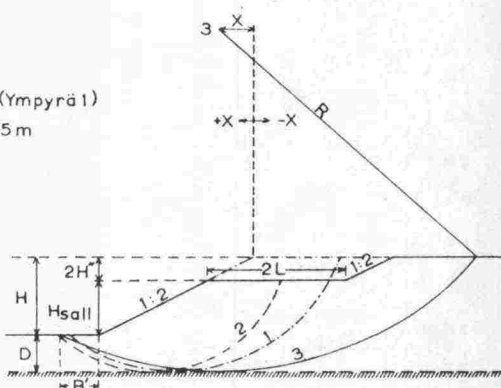
$$N = \frac{F\gamma H}{5} = 8,7 \quad K = -2,9$$

$$l = 0,9 \quad 2L = 2lH = 9,0$$

$$r = 4,5 \quad R = rH = 22,5$$

$$x = \frac{m}{2} - 4lh^* = 0,46$$

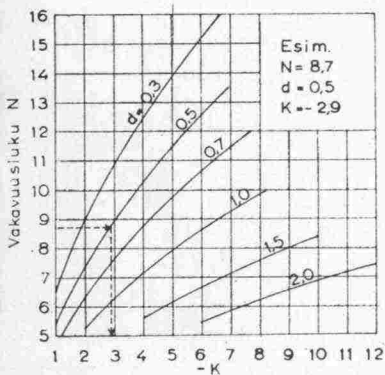
$$x = xH = 2,3\text{m}$$



Kuva 140:

Kevennysleikkauksen mitoitus. Liukupinta 1 tarkoittaa porrastamattoman luiskan vaarallisinta liukupintaa. Kevennysleikkauksen jälkeen on liukupinta 3 teoreettisesti vaarallisin. Liukupinnan 2 avulla on määritetty luiskan alaosan korkeus (H_{sall}). Liukupinnat sivuavat kovaa pohjaa (Maa- ja vesirakentajan käsikirja 1963).

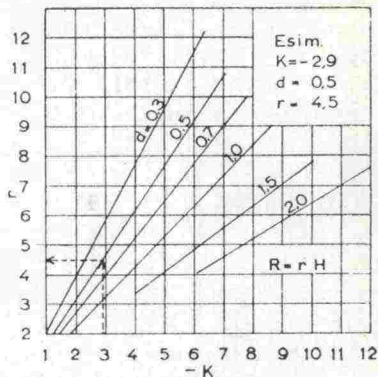
joiva rinne) ja liukupinnan alaosa-
 poistetaan vain pienehköjä maamää-
 riä (Highway Research Board 1958).
 Varsinkin koneellisesti suoritettavien
 kaivutöiden yhteydessä on kevennys-
 leikkaus osoittautunut taloudelliseksi



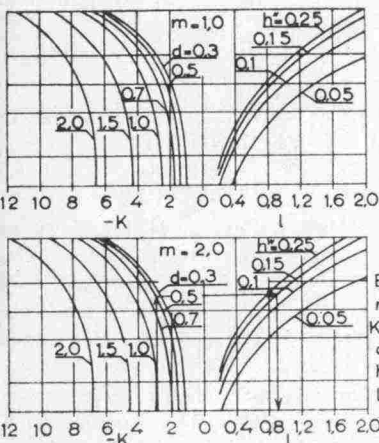
Kuva 141:
 Porrastetun luiskan vakavuusluvun ja
 kertoimen K välinen vuorosuhde
 (Maa- ja vesirakentajan käsikirja
 1963).

vakavuuden parantamismenetelmäksi
 (Maa ja vesirakentajan käsikirja
 1963).

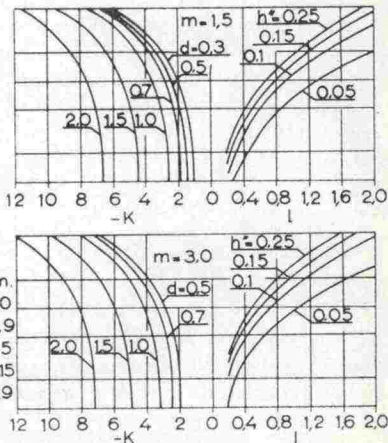
Kuvissa 140...143 on esitetty me-
 nettelytapa kevennysleikkauksen mi-
 toittamista varten $\emptyset = 0$ -menetelmäl-



Kuva 142:
 Porrastetun luiskan vaarallisimman
 liukupinnan säteen määrittäminen ker-
 toimen K avulla (Maa- ja vesirakenta-
 jan käsikirja 1963).



Kuva 143:
 Portaen leveyden ($2L$) määrittäminen kertoimen K avulla (Maa- ja vesirakentajan
 käsikirja 1963).



lä sellaisissa tapauksissa, joissa luiskankuoto on säännöllinen ja liukupinnan läpäisemien maakerrosten leikkauslujuus likipitäen vakio (Maa ja vesirakentajan käsikirja 1963). Laskelmat aloitetaan toteamalla suoran luiskankuoto varmuuskerroin jollakin edellä selostetulla menetelmällä. Jos tämä on pienempi kuin haluttu varmuuskerroin (1.3...1.5), lasketaan portaan korkeus (kuva 140) kaavasta (115).

$$(115) H_{s_{all}} = \frac{N_s}{F\gamma}$$

$$2 H'' = H - H_{s_{all}}$$

$H_{s_{all}}$	luiskankuotoalan suurin sallittu korkeus
s	keskimääräinen leikkauslujuus luiskankuotoalan vaarallisimmassa liukupinnassa
F	haluttu varmuuskerroin
$2 H''$	kevennysleikkauksen portaan korkeus
N	vakavuusluku

Kevennystason leveyden ($2 L$) määrittämiseksi lasketaan tarvittava vakavuusluku (N) porrastetun luiskankuotoalan vaarallisimmassa liukupinnassa kaavasta (116).

$$(116) N_{tarv} = \frac{FH\gamma}{s}$$

Leikkauslujuus (s) tarkoittaa tässä kaavassa maankeskimääräistä leikkauslujuutta porrastetun luiskankuotoalan vaarallisimmassa liukupinnassa. Tämä lujuus on määritettävä koe- ja tarkituslaskelman avulla sen jälkeen, kun mainitun liukupinnan sijainti on lopullisesti selvitetty. Kun tarvittavan vakavuusluvun arvo tunnetaan, mää-

ritetään apusuure K kuvan 141 portaan leveyden suhdeluku (1) kuvan 143 perusteella. Portaan leveys lasketaan kaavasta (117).

$$(117) 2 L = 21 H$$

Vaarallisin liukupinta paikallistetaan säteen (R) ja koordinaatin (X) avulla. Säde määritetään kuvassa 142 esitetyllä tavalla ja koordinaatti X lasketaan kaavasta (118).

$$(118) x = \frac{m}{2} - 41 h''$$

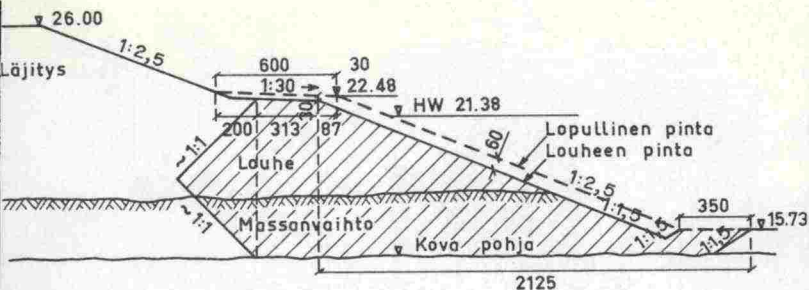
$$X = x H$$

Jos luiskankuoto on epäsäännöllinen tai maaperä epähomogeenista on luiskankuoto vakavuus tarkistettava kokeilemalla liukupinta-analyysin avulla. Porrastetun luiskankuoto pitkäajan vakavuus on selvitettävä aina normaaliintapaa kokeilemalla liukupinta-analyysillä c - ϕ -menetelmää käyttäen (kohta 1.4).

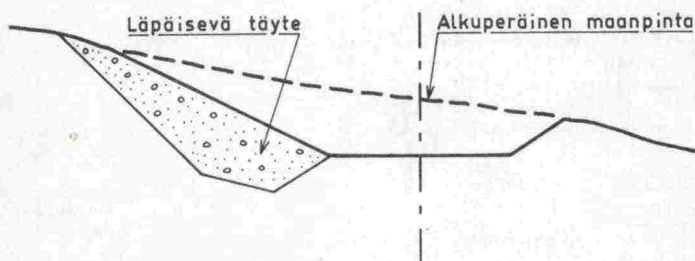
3.213 MASSANVAIHTO LUISKAN VAHVISTUKSENA

Käyttömahdollisuudet

Massanvaihto (kuva 144) soveltuu luiskankuoto vahvistusmenetelmäksi sellaisissa olosuhteissa, joissa kallio tai kantava maakerros on kohtuullisen syvällä ja luiskankuoto reuna on saatava kantavaksi (esim. reunatie) eikä halvemmillä menetelmillä (esim. kevennysleikkaus) päästä toivottuun tulokseen. Menetelmän käyttö edellyttää myös, että sopivaa massanvaihtoma-



Kuva 144:
Massanvaihto luiskän vahvistuksena (Maa- ja vesirakennus, Helsinki 1968).



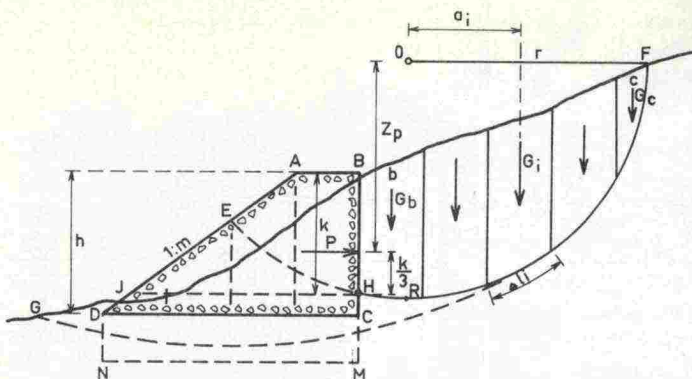
Kuva 145:
Muunnettu massanvaihtopenger luiskän vahvistuksena. Läpöisevä täyte toimii suodattimena ja parantaa luiskän vakavuutta myös tukipengervaikutuksensa ansiosta.

terialiaa on edullisesti ja riittävästi saatavissa.

Vaihtomassa toimii luiskän vahvistajana joko siten, että se lisää liukuvan maamassan painoa liukupinnan passiivipuolella (kohta 1.4) tai siten, että vaihtomassan leikkauslujuus on huomattavasti suurempi kuin luonnontilaisen maan lujuus. Kuvan 145 esittämällä massanvaihtotyyppillä on suodatin- ja kuivatusominaisuuksiensa vuoksi merkitystä myös juoksusuorutumisissa maan valumisen estäjänä.

Suunnitteluperusteet

Massanvaihdolla vahvistetun luiskän vakavuus selvitetään periaatteessa tavalliseen tapaan kokeilemalla liukupinta-analyysillä (kohta 1.4). Massanvaihtoon käytettävä materiaali on yleensä kitkamaa-ainesta, joten ainakin liukupinnan sillä osalla, joka kulkee vaihtomassan läpi, leikkauslujuus muodostuu pääasiassa kitkasta. Vaihtomassasta muodostettu tukipenger (kuva 146) sortuu jollakin seuraavista tavoista:



Kuva 146:

Luiskan vahvistuksena toimivan massanvaihtopenkereen suunnittelu.

- 1) liukupinta kulkee penkereen läpi (HE)
- 2) liukupinta kulkee penkereen alitse (FG)
- 3) pengeri liikuu alustallaan vaakasuoraan (CD).

Tukipenkereen mitoittaminen on usein tarkoituksenmukaista aloittaa selvittämällä ensin alustavasti sen leveys, jolloin penkereen läpi kulkeva liukupinnan osa voi olla vaakasuora (HJ). Leikkauksessa (HJ) vaadittu liukuvastus (P) lasketaan likimäärin kuvan 10 merkintöjä ja ympyrämuotoista liukupintaa käyttäen $\bar{O} = 0$ -menetelmällä kaavasta (119).

(119)

$$P = F \cdot \frac{\sum_{i=b}^c G_i a_i - r \cdot \sum_{i=b}^c s_i \Delta l_i}{Z_p}$$

- G_i liukuvan maaliuskan paino
 a_i maaliuskan momenttivarsi
 r liuku ympyrän säde
 s_i maaliuskan leikkausluku liukupinnan osalla
 Δl_i liukupinnan pituus maaliuskan kohdalla
 Z_p voiman P momenttivarsi
 F vaadittu varmuuskerroin.

Voiman P laskemiseen voidaan käyttää myös muita kohdassa 1.52 esitettyjä maanpaineen laskumenetelmiä.

Tukipenkereen läpi kulkevalla vaakasuoralla leikkauspinnalla (HJ) on tasapainon vallitessa (Highway Research Board 1958)

$$(120) P_{\max} = \gamma A \operatorname{tg} \bar{O}_t$$

ja penkereen alapinnalla (perustamistasossa)

$$(121) P_{\max} = \gamma A \operatorname{tg} \bar{O}_p + c_p \left(\frac{A}{h} + \frac{mh}{2} \right)$$

pengertäytteen tilavuuspaino tukipenkereen poikkileikkauksen pinta-ala leikkauspinnan yläpuolella
 pengermateriaalin sisäinen kitkakulma
 pohjamaan sisäinen kitkakulma
 pohjamaan koheesio
 tukipenkereen korkeus
 tukipenkereen luiskan kaltevuus.

Penkereen pohjan ja yläpinnan leveys lasketaan kuvassa 146 esitettyssä pengertyypissä kaavasta (122).

$$(122) \text{ Penkereen leveys} = \frac{A}{h} \pm \frac{mh}{2}$$

Penkereen leveyden alustavan mitoituksen jälkeen tarkistetaan luiskan vakavuus penkereen läpi ja alitse kulkevien liukupintojen suhteen liukupinta-analyysillä (kohta 1.4).

Tukipenkereen tehokas sijainti riippuu vaarallisimman liukupinnan muodosta ja sijainnista. Vahvistuspenkereen takareunan edullisin sijainti on usein lähellä sitä liukupinnan osaa (kuva 146), missä liukupinnalla on vaakasuora tangetti (piste R). Ensimmäisenä otaksumana suositellaan tukipenkereen takareuna (BC) sijoitettavaksi siten, että vaarallisimman liukupinnan tangentti pisteessä H muodostaa vaakasuoran kanssa enintään 10° suuruisen kulman (Highway Research Board 1958).

Tukipengertä voidaan vahvistaa penkereen alitse tapahtuvaa sortumista vastaan penkereen leventämisen sijasta myös ulottamalla penger syvemmälle (tasoon NM).

Tukipengermateriaalin sekä penkereen takana ja alla olevan luonnon-tilaisen maan lujuus on selvitettävä

pohjatutkimuksilla. Maakerrosten mahdollinen häiriintyminen on otettava huomioon laskelmissa käytettäviä lujuusarvoja valittaessa.

Täyttömateriaali

Kysymykseen tuleva täyttömateriaali luiskan vahvistuspengertä rakennettaessa on useimmiten kalliolouhe tai sora. Muitakin materiaaleja voidaan käyttää vaatimattomammissa töissä, mutta työn suoritukseen ja tiivistykseen on kiinnitettävä tällöin erikoista huomiota, jotta penkereelle asetetut lujuusvaatimukset saavutetaisiin. Kalliolouhe on lujuusominaisuuksiltaan edullisinta. Varsinkin jos joudutaan työskentelemään pohjavedenpinnan alapuolella, on ainakin penkereen vedenalaisella osalla syytä pyrkiä käyttämään louhetta. Louheen maksimiraekoon on oltava sellainen, että täytteen päällä voidaan liikkua työkonella. Maksimiraekoon ei pitäisi olla suurempi kuin 0.5...1.0 m.

Näkökohtia työn suorituksesta

Massanvaihtopenkereen rakentaminen voidaan periaatteellisesti suorittaa jollakin kohdassa 3.15 esitetyllä tavalla. Tavallisimmin luiskan vahvistamiseksi suoritettava massanvaihto tapahtuu kuitenkin siten, että penkereen kohdalle kaivetaan lyhyissä osissa uraa, joka sitten täytetään välittömästi halutun muotoisella penkereellä. Koska luiskan vahvistukseksi rakennettu penger joutuu otta-
 maan vastaan sivusuuntaisia kuormia, on penkereen ja pohjamaan väliseen liittymäpintaan kiinnitettävä erikoista

huomiota. Kallion tai kiinteän pohjaan pinta on pyrittävä puhdistamaan niin hyvin, että tukipenkereen mitoituksessa käytetyt lujuusarvot saavutetaan. Jos pengeri ulottuu pohjavedenpinnan alapuolelle, joudutaan se usein rakentamaan päätypenkereenä. Edullisemmissa olosuhteissa pengeri voidaan rakentaa kerroksittain tiivistämällä, jolloin penkereen lujuusominaisuudet tulevat paremmin kontrolloiduiksi. Vaihtomateriaalin tiivistäminen tulee tehokkuudeltaan vastata suunnittelussa tehtyjä lujuusotaksimia. Penger materiaalin tiivistämisessä voidaan noudattaa soveltuvien kohdina maapatojen rakentamisesta esitettyjä periaatteita.

Karkeaan louhospenkereeseen työn aikana tehty väliaikaiset tiet ym. maatyöt heikentävät pengertä. Ellei tällaisia välikerroksia ole otettu huomioon penkereen suunnittelussa, on louhoksen päälle tehty väliaikaiset maatyöt revittävä rikki ennen kuin louhospengertä korotetaan.

Tukipengertä varten tehdyn kaivannon pohja on työn aikana usein häiriintyneessä tilassa, minkä vuoksi ainakin penkereen alaosa olisi edullista tehdä louheesta. Näin saadaan aikaan suurempi liukuvastus penkereen perustamistasossa.

3.214 LUISKIEN PAALUTUS

Käyttömahdollisuudet

Paalujen käyttö luiskan vahvistuksena (kuva 147) tulee kysymykseen pääasiallisesti sellaisissa savipitoisissa maalajeihin kaivetuissa luiskissa, jotka sortuman sattuessa liukuvat yhte-

näisenä maakappaleena. Vetelät ja herkästi juoksevat maalajit pyrkivät sen sijaan valumaan paalujen välitse. Karkeihin kitkamaalajeihin kaivettuja luiskia ei yleensä ole vahvistettu paaluilla.

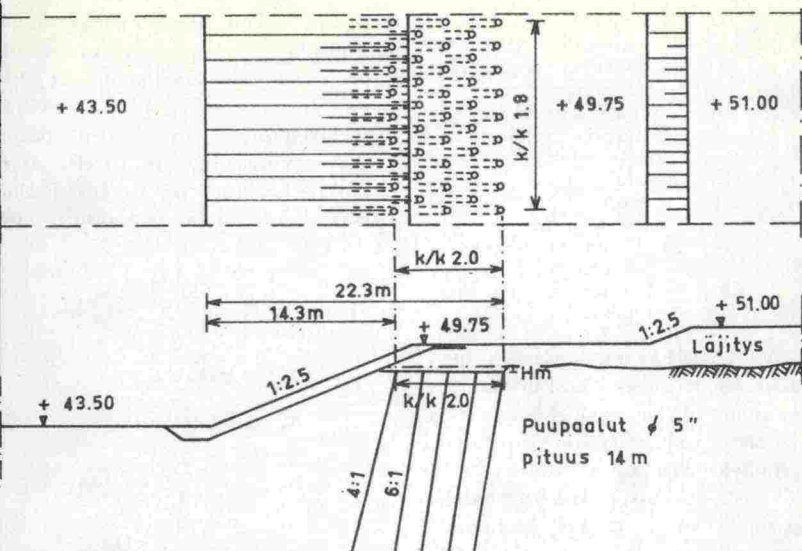
Paalutusta käytetään luiskan vahvistuksena yleensä vain silloin, kun halvempia menetelmiä (esim. luiskan loiventamista tai kevennysleikkausta) ei voida käyttää tai niillä ei saavuteta riittävää varmuutta. Paalutus on sopiva menettelytapa mm. silloin, kun luiskan läheisyydessä on rakennus tai tie, jotka luiskan sortuessa vaurioituisivat. Paalutus on vahvistusrakenne, joka on tehtävä ennen kaivutyön suorittamista.

Paalutyypit ja laatuvaatimukset

Luiskan vahvistukseen käytetään tavallisesti puupaaluja, joiden läpimitta latvasta on vähintään 5" ... 6". Koska paalujen toiminta perustuu suurelta osalta paalun ja maan väliseen koheesioon, on tärkeätä, että paalut kuoritaan vähintään siten, että puolet puun pinnasta on paljaana. Lisäksi on huolehdittava siitä, että kaikki helposti irtoava kuori poistetaan paalun pinnalta ennen maahanlyöntiä. Jatkettuja paaluja ei luiskan vahvistukseen yleensä pidä käyttää. Muilta osiltaan paalujen laatuvaatimukset on esitetty kohdassa 3.541.

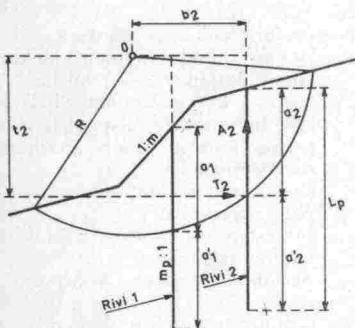
Paaluvahvistuksen suunnittelu

Paaluilla vahvistettu luiska voi sortua joko paalujen alitse kulkevaa



Kuva 147:

Paalutuksella vahvistettu luiska. (Maa- ja vesirakennus 1968).



Kuva 148:

Paaluilla vahvistetun luiskan varmuuskertoainta määritettäessä käytetyt merkinnät.

tai niitä leikkaavaa liukupintaa pitkin (kuva 148). Paalut pyritään yleensä lyömään niin syväälle, ettei niiden alitse tapahtuva liukuminen ole mahdollista (Korhonen 1962).

Paalujen vaikutus liukumalla sortuvan luiskan varmuuskertoimeen otetaan huomioon siten (Korhonen 1962), että liukumista vastustavan leikkausvoiman momenttiin lisätään paalujen suuntaisten voimien A ja paaluja vastaan kohtisuorien voimien T momentit. Kuvassa (148) esitettyjä merkintöjä käyttäen saadaan varmuuskertoimelle kaava (123).

$$(123) F_p = \frac{M_r + M_A + M_T}{M_w + M_q}$$

- M_r liukumista vastustavan leikkausvoiman momentti liukuympyrän keskipisteen suhteen
 M_A paalujen suunnassa vaikuttavien voimien momentti
 M_T paaluja vastaan kohtisuoraan vaikuttavien voimien momentti
 M_w liukuvan maamassan momentti
 M_q ulkoisten kuormitusten momentti

Vakavuuslaskelmien yleisten periaatteiden mukaisesti luiskan varmuuskerrointa laskettaessa luiskaan vaikuttavat voimat määritetään luiskan pituusyksikköä kohti. Voimien A ja T vastaavat arvot lasketaan yhden paalun voimista A_0 ja T_0 seuraavasti:

$$(124) A = \frac{1}{k} A_0$$

$$T = \frac{1}{k} T_0$$

- k paalujen keskinäinen etäisyys luiskan suuntaisessa rivissä.

Paalun suuntaisen voiman (A_0) suuruus (murtotilassa) riippuu joko paalumateriaalin lujuudesta tai maan leikkauslujuudesta. Viimeksi mainitussa tapauksessa vaikuttaa paaluvoiman suuruuteen myös paalun ja liukupinnan keskinäinen sijainti. Paaluille tulee niiden sijainnista riippuen joko puristus- tai vetokuormituksia. Niille paaluille, joiden vaikutussuora sijaitsee kuvassa (148) esitetyissä olosuhteissa liukuympyrän keskipisteen (0) oikealla puolella, tulee puristuskuormitusta, mutta niille paaluille,

joiden vaikutussuora sijaitsee liukuympyrän keskipisteen vasemmalla puolella, tulee vetokuormitusta. Ensiksi mainitussa tapauksessa määrää paaluvoiman A_0 suuruuden pienin kaavaryhmän (125) perusteella lasketuista arvoista $A_{01} \dots A_{03}$. Paalun poikkileikkaus on otaksuttu ympyräksi (Korhonen 1962).

$$(125) A_{01} = \frac{\pi D_k^2}{4} \delta_{p11}$$

$$A_{02} = \pi D_{ka} s' a' + A_k$$

$$A_{03} = \pi D_{ka} s a + q_3$$

$$A_{ks} = 9 \frac{\pi D_k^2}{4} s_0$$

$$A_{k0} = 3 N_q q' \frac{\pi D_k^2}{4}$$

- A_{01} paalun murtokuormitus puristukselle
 A_{02} liukupinnan alapuolella olevan paalun osan murtokuormitus
 A_{03} liukupinnan ja maanpinnan välillä olevan paalun osan murtokuormitus
 D_k paalun halkaisija kärjessä
 D_{ka} paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan yläpuolella
 D_{ka} paalun keskimääräinen halkaisija liukupinnan alapuolella
 a paalun toimiva pituus liukupinnan yläpuolella
 a' paalun toimiva pituus liukupinnan alapuolella
 q_3 ulkoisten kuormitusten tukireaktio paalulle
 A_{ks} paalun kärkivastus koheesiomaassa
 A_{s0} paalun kärkivastus kitkamaassa
 q' tehokas kuormitus paalun kärjen korkeudella
 N_q kantavuuskerroin (Terzaghi)
 δ_{p11} puun puristuslujuus syiden suuntaan

leikkauslujuus paalun kärjessä
kuivattamaton leikkauslujuus
liukupinnan yläpuolella
kuivattamaton leikkauslujuus
liukupinnan alapuolella.

Koheesiomaalajeissa voidaan kärki-
vastus tavallisesti jättää huomioon
ottamatta.

Niille paaluille, joiden vaikutus-
suora kulkee liukuympyrän keskipis-
teen vasemmalla puolella (kuva 148),
tulee vetokuormitusta. Paaluvoiman
määrää tällöin pienin kaavaryhmän
(126) perusteella määritetyistä ar-
voista.

$$(126) A_{04} = \frac{\pi D_p^2}{4} \delta_v$$

$$A_{05} = \pi D'_{ka} s' a'$$

$$A_{06} = \pi D_{ka} s a - q_6$$

A_{04} paalun murtokuormitus
vedolle

A_{05} = liukupinnan alapuolella
olevan paalun osan vaip-
pavastus (vedolle)

A_{06} maanpinnan ja liukupin-
nan välillä olevan paa-
lun osan vaippavastus

D_p paalun halkaisija

q_6 luiskalla ja maanpinnalla
olevien ulkoisten kuor-
mitusten tukireaktio paa-
lulle

δ_v paalun vetolujuus.

Voiman A_{06} arvo saattaa tulla nega-
tiiviseksi. Varmuuskeroainta lasket-
taessa se on otettava huomioon etu-
merkkeineen.

Paalua vastaan kohtisuoran leik-
kausvoiman T suuruus murtotilassa
riippuu myös paalumateriaalin lujuu-
desta ja maan leikkauslujuudesta. Paa-
lua vastaan kohtisuoraan vaikuttavan

voiman suuruuden määrää pienin
kaavaryhmän (127) perusteella laske-
tuista arvoista $T_{01} \dots T_{03}$ ($T'_{02} \dots$
 T'_{03}).

$$(127) \underline{T}_{01} = \frac{\pi D_0^2}{4} \tau_1$$

$$T_{02} = 0.414 \frac{p_a}{p} = 7.5 s D_p$$

$$\underline{T}_{02} = 3.105 s D_{ka} a$$

$$\underline{T}'_{02} = 3.105 s' D'_{ka} a'$$

$$T_{03} = \sqrt{2p} \frac{M_p}{M_p} = \delta_t W_p$$

$$W_p = \frac{\pi D_p^3}{32}$$

$$\underline{T}_{03} = 1.211 D_p^2 \cdot \sqrt{\delta_t s}$$

$$\underline{T}'_{03} = 1.211 D_p'^2 \cdot \sqrt{\delta_t s'}$$

T_{01} paalun murtokuormitus
leikkaukselle

T_{02} maan aiheuttama vastus paalun

liikkuessa sivusuuntaan

p maan aiheuttama vastus paalun
pituusyksikköä kohti

T_{03} paalun murtotaivutusmomentin
perusteella laskettu paaluvoima

D_0 paalun halkaisija liuku-
pinnalla

D_p paalun halkaisija liuku-
pinnan yläpuolella

D'_p paalun halkaisija liukupinnan
alapuolella

D_{ka} paalun keskimääräinen halkai-
sija liukupinnan yläpuolella

D_{ka}' paalun keskimääräinen halkai-
sija liukupinnan alapuolella

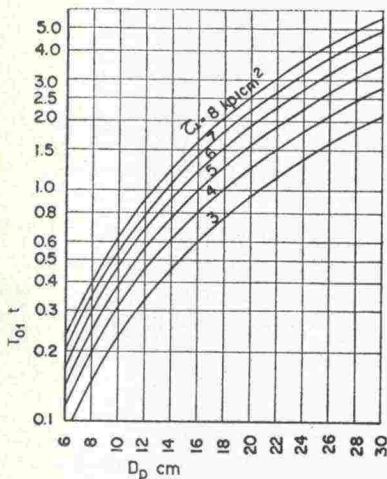
a paalun toimiva pituus liuku-
pinnan yläpuolella

a' paalun toimiva pituus liuku-
pinnan alapuolella

s kuivattamaton leikkauslujuus
liukupinnan yläpuolella

- s' kuivattamaton leikkauslujuus
 liukupinnan alapuolella
 δ_t puun taivutuslujuus
 τ_1 puun leikkauslujuus kohti-
 suoraan syitä vastaan.

Paaluvoiman T_{02} kaava on johdettu
 vaakasuorassa asennossa olevan perus-
 tuksen kantavuuskaavan avulla. Tai-
 vutusmomentti M_p saavuttaa maksi-
 miarvonsa etäisyydellä 0.586 a paalun
 yläpäästä luettuna laskettaessa T_{03} :n
 arvoa ja vastaavasti etäisyydellä
 0,586a' paalun alapäästä luettuna las-
 kettaessa T_{03} :n arvoa. Paaluvoimien
 T_{01} , T_{02} ja T_{03} arvot voidaan määrittää
 kuvissa 149...151 esitettyjen piirrosten
 (Korhonen 1962) avulla. Kuvassa
 150 esitettyä piirrosta voidaan käyttää
 myös paaluvoimien A_{02} ja A_{03} sekä
 A_{05} ja A_{06} määrittämiseen, koska T_{02} :n



Kuva 149:
 Paalun halkaisijan (D_p), paalumate-
 riaalin leikkauslujuuden (τ_1) sekä
 paaluvoiman (T_{01}) välinen vuoro-
 suhde (Korhonen 1962).

kaavassa esiintyvä vakiokerroin
 (3.105) on $\sim \pi$.

Paalutuksen mitoittaminen aloite-
 taan tavallisesti siten, että ensin mää-
 ritetään liukupinta-analyysillä kokeile-
 malla tai nomogrammeja hyväksi
 käyttäen vahvistamattoman luiskaa
 varmuuskerroin ja vaarallisin liuku-
 pinta. Mitoittaminen voidaan savi- ja
 hiesumaissa suorittaa tavallisesti $\phi =$
 o-menetelmällä. Paalujen alustavan
 mitoitus suoritetaan jäännösmomentin
 (M_j) perusteella (kaava 128).

$$(128) M_j = F \cdot (M_w - M_r)$$

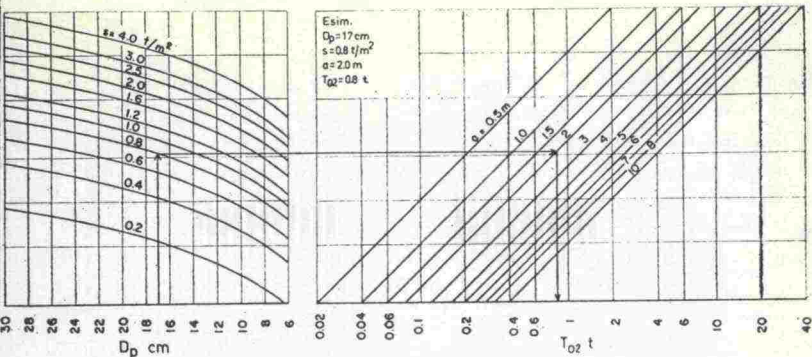
- M_j jäännösmomentti (vahvistamat-
 toman luiskaa vaarallisimmassa
 liukupinnassa)
 M_w sortuman tapahtuessa liukuvan
 maamassan momentti liukuympyrän
 keskipisteen suhteen
 M_r liukumista vastustavan leikkaus-
 voiman momentti liukuympyrän
 keskipisteen suhteen
 F vaadittu luiskaa varmuus-
 kerroin.

Paalujen määrä lasketaan siten, että
 paalunormien momenttien summa tu-
 lee yhtä suureksi kuin jäännösmo-
 mentti (kaava 129).

$$(129) M_A + M_T = M_j$$

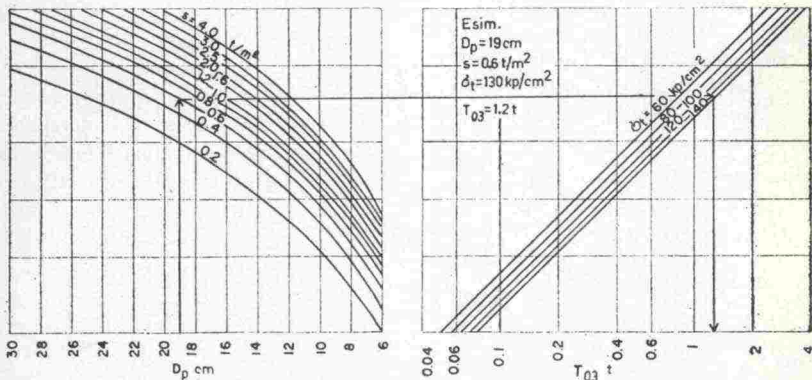
Paalujen lyömisen johdosta maan
 luonnollinen rakenne häiriintyy, min-
 kä vuoksi paalujen suunnassa vaikut-
 tavien voimien A arvoja laskettaessa
 on käytettävä redusoitua leikkaus-
 lukuuden arvoa (Korhonen 1962).
 Reduktiokertoimen suuruus on usein
 0.8...0.9.

Luiskien vahvistusrakenteet ovat
 usein väliaikaisia rakenteita, jolloin
 niitä mitoittaessa voidaan käyttää
 suurimpia mahdollisia puurakenteiden



Kuva 150:

Paalun halkaisijan (D_p), maan leikkauslujuuden (s), paalun toimivan pituuden (a) sekä paaluvoiman (T_{02}) välinen vuorosuhde (Korhonen 1962).



Kuva 151:

Paalun halkaisijan (D_p), maan leikkauslujuuden (s), paalumateriaalin taivutuslujuuden (σ_t) sekä paaluvoiman (T_{03}) välinen vuorosuhde (Korhonen 1962).

normeissa sallittuja arvoja. Oheisessa taulukossa on esitetty eräitä käytettyjä sallittuja jännityksiä (Korhonen 1962):

Taivutus	130 kp/cm ²
Veto	120 „
Puristus syiden suuntaan	80 „
Leikkaus kohtisuoraan	6 „

Paaluilla vahvistetun luiskaa vaarallisin liukupinta ei ole sama kuin vahvistamattoman luiskaa vaarallisin liukupinta. Vahvistetun luiskaa vakaavuus on sen vuoksi tarkistettava useita liukupintoja käyttäen, jotta varmistetaan siitä, että vaadittu varmuuskerroin (1.30 ... 1.50) on saavutettu.

Paalua vastaan kohtisuoraan vaikuttavan voiman hyväksikäyttöön on suhtauduttu varovasti tärkeissä rakenteissa (esim. satamalaiturit), koska on kyseenalaista, toimiiko maan leikkauslujuus paalun vaippapinnalla ja liukupinnalla samanaikaisesti täydellä tehollaan, kuten edellä esitetystä mitoitustmenettelyssä edellytetään. Usein on käytetty arvoja $T_0 = 0.5 \dots 1.0$ tonnia (Bergfelt 1955).

Paalujen sijoitus

Paalut sijoitetaan tavallisesti luiskin suuntaisiin riveihin kuvan 147 esittämällä tavalla. Luiskin vakavuuden kannalta on edullista lyödä paalut vinoon, koska paaluvoimien A momenttivarsi tällöin suurenee. Paalujen lyönti vinoon saattaa kuitenkin olla kallista ja vaikeata mm. tilan puutteen vuoksi. Käytännössä suurin tarkoituksenmukainen kaltevuus lie-
nee 4:1.

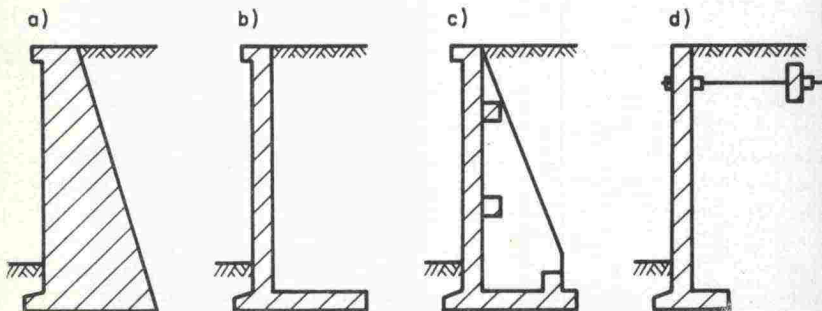
Paaluvahvistuksen rakentaminen

Paaluvahvistuksen rakentamisessa noudatetaan kohdissa 3.16 ja 3.54 esitettyjä periaatteita. Paalujen maahan lyönnin yhteydessä maakerrosten lujuus häiriintyy. Pääosan lujuuden alentumisesta on todettu yleensä paalautuvan puupaalujen ollessa kyseessä noin 3...4 viikon kuluessa. Vahvistustyö on sen vuoksi tarkoituksenmukaista suorittaa vähintään 4 viikkoa ennen kaivutöiden aloittamista.

3.215 TUKIMUURIT JA TUKISEINÄT

Tukimuurien ja -seinien tarve

Tukimuureja ja -seinäitä käytetään luiskin vahvistuksena yleensä silloin kun luiska halutaan tilanpuutteen tai jonkin muun syyn vuoksi tehdä jyrkemmäksi kuin mitä luonnontilainen maa sallii ja kyseessä ovat suhteellisen pienet liikkuvat massat.



Kuva 152:

Tavallisimmat tukimuurityypit; a) massiivinen tukimuri, b) kulmatukimuri, c) laipoilla jäykistetty siipitukimuri ja d) ankkuroitu tukimuri.

Tavalliset tukirakennetyypit ja valintaperusteet

Liukusortumien estämiseen käytettävät tavallisimmat tukimuurityypit ilmenevät kuvasta 152. Massiiviset, betonista tai kivistä rakennetut tukimuurit (kuva 152 a) saavat tarpeellisen vakavuuden oman painonsa ansiosta. Nykyään käytetään varsinaisia massiivisia tukimuureja pääasiassa vain pienempiin betonimuureihin. Suuremmat muurit tehdään usein massiivisten muurien ja kulmatukimuurien välimuotoa edustavina puolimassiivisinä tukimuureina, joissa on erityinen leveämpi pohjalaatta ja jotka tarvittaessa jäykistetään betoniteräksillä rintamuurin takasivun puolella. Varsinaisia massiivisia tukimuureja ei lainkaan raudoiteta. Massiivisten tukimuurien muoto vaihtelee; etusivu saattaa olla pystysuora ja takasivu vino tai päinvastoin tai molemmat sivut saattavat olla vinoja. Massiivisten tukimuurien etuina voidaan mainita, että ne ovat yksinkertaisia ja helppoja rakentaa sekä että ne eivät ole kovin alttiita (esim. routivan maatyteen aiheuttamalle) halkeamisvaaralle, joten kunnossapito on halpaa.

Kulma- ja siipitukimuureissa (kuva 152 b, c) vakavuus saavutetaan oman painon sekä pohjalaatan päällä olevan täytteen ansiosta. Kulmatukimuuri on nykyään ehkä tavallinen tukimuurityyppi. Sitä käytetään usein korkeuden ollessa noin 3...10 m. Kulmatukimuuri on yleensä myös taloudellisesti edullisin tyyppi varsinaisten rakennuskustannusten osalta, mutta se saattaa vaatia jonkin verran

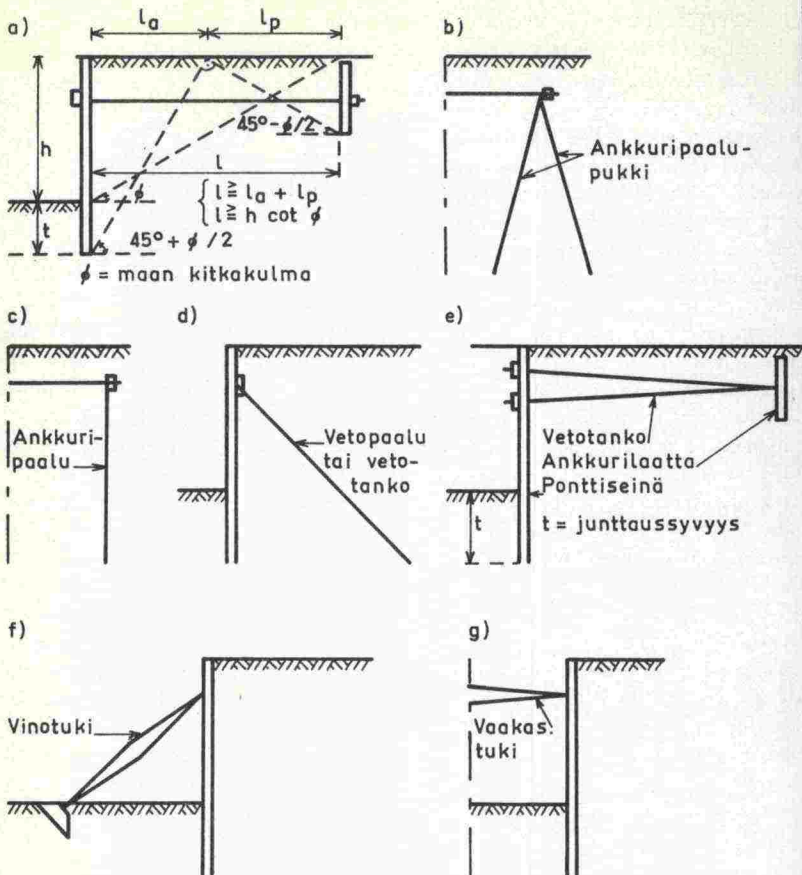
enemmän kunnossapitoa kuin massiivinen tukimuuri.

Siipi- ja laippatukimuurit ovat siipimuureilla ja laipoilla jäykistettyjä kulmamuureja. Näitä tukimuurityyppejä käytetään yleensä vasta, kun muurin korkeus on vähintään 6...8 m. Siipien ja laippojen avulla saadaan pienemmät taivutusmomentit kuin jäykistämättömissä kulmatukimuureissa (Helenelund 1957). Ankuroitu tukimuuri (kuva 152 d) toimii samaan tapaan kuin ankkuroitu ponttiseinä. Ankkuroitua tukimuuria käytetään harvoin (Bygg 1959).

Tukimuurit ovat perustettava joko kantavalle maapohjalle tai paaluille.

Tavallisimmat tukiseinärakenteet (kuva 153) voidaan jakaa vapaisiin ja ankkuroituihin tukiseiniin. Vapaalla tukiseinällä tarkoitetaan selkeästä tukiseinää, jonka vakavuus aiheutuu yksinomaan seinän maahan upotettua osaa vastaan vaikuttavasta passiivipaineesta. Tällainen tukemistapa saattaa tulla kysymykseen korkeuseron ollessa pieni. Vapaita tukiseiniä olisi käytettävä pysyvinä rakenteina ainoastaan kitkamaassa. Koheesiomaassa tällainen rakenne ajanmitaan kallistuu.

Ankkuroidut tukiseinät ovat useimmiten puu-, betoni- tai teräsponttiseiniä, jotka on juntattu maahan tiettyyn syvyyteen ja ankkuroitu yläpäästään vinoilla tai vaakasuorilla vetotangoilla tai tuilla kuvan 153 esittämillä tavoilla. Ankkuroidun tukiseinän rakentaminen tulee usein kysymykseen olosuhteissa, joissa maapohjan kantavuus ei ole riittävä tukimuurin rakentamiseen. Kapeissa kai-

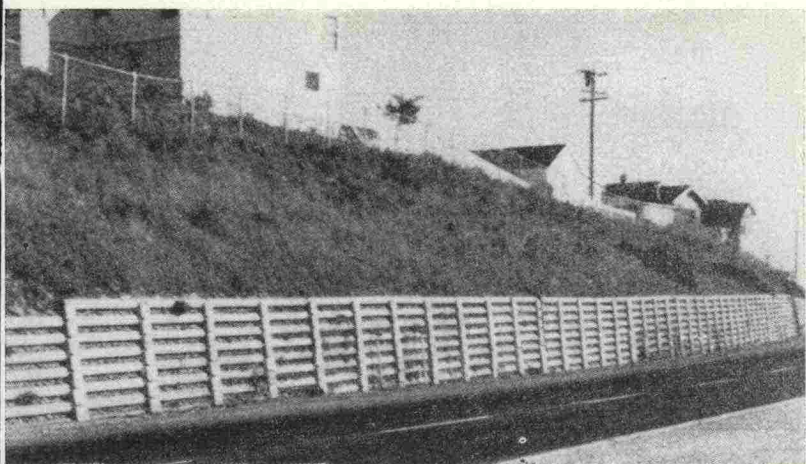


Kuva 153:
Tavallisimpia tukiseinärakenteita.

vannoissa ja leikkauksissa ovat edullisia kuvan 153 g mukaiset rakenteet, koska molempien luiskien tukirakenteet voidaan tukea toisiaan vastaan.

Tukirakenteista on olemassa edellisten lisäksi monia erilaisia muunnoksia (esim. kuvan 154 esittämä

betoninen arkkurakenne). Niiden vakavuus kuitenkin yleensä perustuu joko edellä esitettyyn ankkurointi-periaatteeseen tai rakenteen sisällä ja takana olevan täytteen leikkaukselluuteen, joten tässä yhteydessä ei ole tarpeen kiinnittää niihin suurempaa huomiota.



Kuva 154:
Amerikkalainen tukiseinärakenne (crib wall). Betoninen arkkurakenne (Highway Research Board 1958).

Suunnittelu ja rakentaminen

Tukimuurin tai -seinän kokoa ja riittävyttä arvosteltaessa käytetään periaatteessa samoja menetelmiä, jotka on esitetty massanvaihtotukipenkeen suunnittelun yhteydessä.

Tukirakenteen sortuminen (vertaa kohtaa 1.57) tapahtuu jollakin seuraavista tavoista (kuva 155)

- 1) liukupinta kulkee rakenteen läpi (EH tai JH)
- 2) liukupinta kulkee rakenteen alitse (FG)
- 3) rakenne liukuu perustamistasossaan
- 4) rakenne kaatuu.

Rakenteen alitse tapahtuvan sortuman vaara tutkitaan kokeilemalla liukupinta-analyysillä. Jos tukimuuri

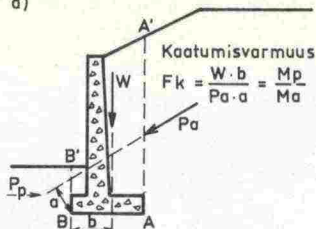
on perustettu kallioon, ei tätä vaaraa yleensä ole olemassa.

Tukimuuria tai tukiseinää vastaan vaikuttava maanpaine määritetään kohdassa 1.5 esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Itse muurien ja seinien konstruktiivinen mitoittaminen tapahtuu tämän jälkeen yleisten maanpaineen kuormittamien tukirakenteiden suunnitteluperusteiden mukaan.

Tukirakenteille asetetaan yleensä seuraavat (staattiset) vaatimukset (Helenelund 1957):

- 1) Varmuuden kaatumista vastaan on oltava vähintään 1.5-kertainen. (vrt. kohta 2.122). Tämä merkitsee sitä, että jos maanpaine tehdään 1.5-kertaiseksi muuttamatta muita voimia, tukimuuriin vaikuttavien voimien resultantti ei saa tulla muurin reunan ulkopuolelle. Maapohjalle perustetuissa

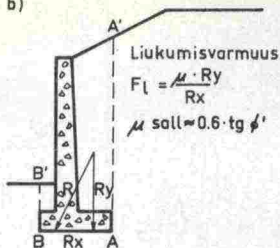
a)



Kaatumisvarmuus

$$F_k = \frac{W \cdot b}{Pa \cdot a} = \frac{M_p}{M_a}$$

b)



Liukumisvarmuus

$$F_l = \frac{\mu \cdot R_y}{R_x}$$

$$\mu_{soll} \approx 0.6 \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

W = muurin ja anturan päällä olevan maan paino

Pa = aktiivinen maanpaine (taso A-A')

Pp = passiivinen maanpaine (taso B-B')

Ma = aktiivi (kaatava)-momentti

Mp = passiivimomentti

R = perustamistasoon vaikuttavien voimien resultantti

phi' = perustamistasossa olevan pohjamaan tehokas kitkakulma

c)

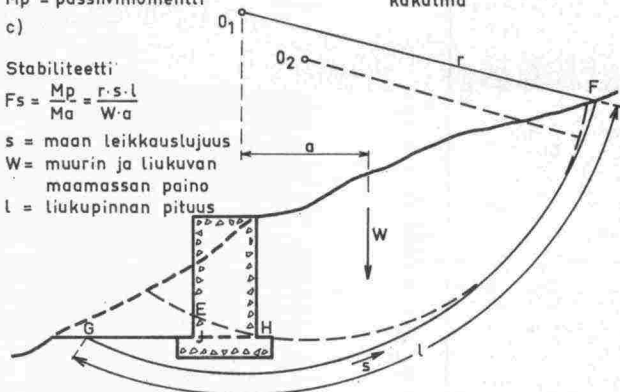
Stabiiliiteetti

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} = \frac{r \cdot s \cdot l}{W \cdot a}$$

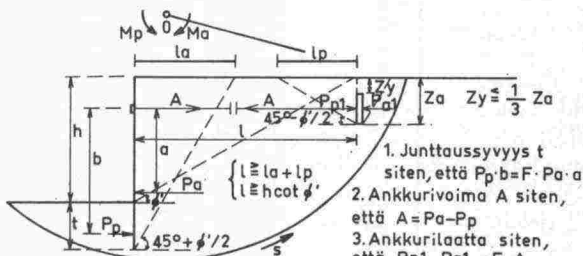
s = maan leikkauslujuus

W = muurin ja liukuvan maamassan paino

l = liukupinnan pituus



d)



F = varmuuskerroin (yleensä ≈ 1.5)

Pa1 = aktiivipaine ankkurilaattaa vastaan (koko korkeudelle Za)

Pp1 = passiivipaine ankkurilaattaa vastaan (koko korkeudelle Za)

1. Junttaussyvyys t siten, että $P_p \cdot b = F \cdot Pa \cdot a$

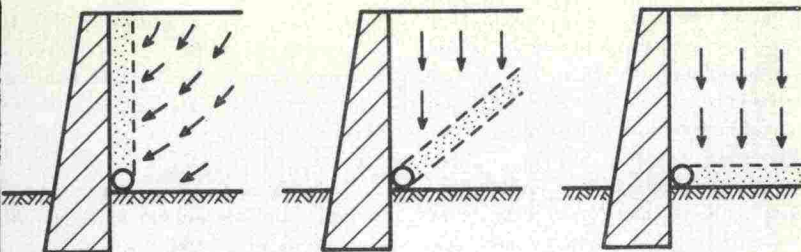
2. Ankkurivoima A siten, että $A = Pa - Pp$

3. Ankkurilaatta siten, että $P_{p1} - Pa1 = F \cdot A$

4. Stabiiliiteetti $F_s = \frac{M_p}{M_a}$

Kuva 155:

Tukimuurin (a...c) ja ankkuroidun tukiseinän (d) suunnittelu.



Kuva 156:
Tukimuurin taustan kuivatus (Helenelund 1957).

tukimuureissa vaaditaan yleensä, että kuormitusten resultantin pitää kulkea pohjalaatan keskimmäisen kolmanneksen sisäpuolella, jolloin koko kosketuspinta on puristuksen alaisena. Kallion päällä olevissa tukimuureissa resultantin on oltava viidennespisteen sisäpuolella.

- 2) Maapohjalle tuleva rasitus ei saa ylittää maan sallittua pohjarasitusta. Epäkeskeisen rasituksen vaikuttaessa suurin reunajännitys saa olla korkeintaan 30 % suurempi kuin sallittu keskimääräinen pohjarasitus. Pohjarasituksen keskiarvo ei tällöin kuitenkaan saa olla suurempi kuin sallittu keskimääräinen rasitus.
- 3) Varmuuden perustamistasossa tapahtuvaa liukumista vastaan tulee olla vähintään 1.5. Jos muuri on perustettu karkearakeiselle, tiiville kitkamaalle, saa pohjalaatan ja maan välinen kitkakerroin olla yleensä korkeintaan 0.55 tai löyhän kitkamaan ollessa kyseessä 0.45 sekä hiesulle perustettaessa noin 0.35. Jos muuri on perustettu savelle, on liukuvastus yhtä

suuri kuin saven koheesio jaetuna halutulla varmuuskertoimella. Saven kokoonpuristuvuuden vuoksi ei aina voida välttää, että muuri aikaa myöten liikkuu jonkin verran vaakasuorassa suunnassa, vaikka varmuus liukumista vastaan olisikin ≥ 1.5 . Tukimuurin vakavuutta tutkittaessa jätetään muurin etusivulla mahdollisesti vaikuttava passiivipaine tavallisesti huomioon ottamatta.

Normaalitapauksissa tukimuureja ei mitoiteta vedenpainetta silmälläpitäen. Tämän takia muurit on tehtävä niin, että vesi pääsee helposti poistumaan niiden takaa. Jos muurin takana oleva täytemaa on hyvin vettäläpäisevää, riittää, kun muuriin jätetään määrätyn välein aukot. Huonosti läpäisevässä maassa on muurin taakse tehtävä salaoja ja sorasaarto (kuva 156).

Tukirakenteen takaista maatyötettä tehtäessä on sopivinta käyttää karkeita kitkamaita, koska näillä maala-jeilla on suuri kitkakulma ja ne ovat lisäksi hyvin vettäläpäiseviä sekä roudittomia. Hieta-, hiesu- tai savipitoi-
nen maa on taas lujuusominaisuuk-

siltaan heikompaa ja routivaa. Täyteen pienemmästä lujudesta aiheutuu suurempi maanpaine tukirakennetta vastaan.

Ankkuroitujen tukirakenteiden vakavuuden kannalta on tärkeätä, että ankkurilaattojen eteen (passiivipuolelle) tuleva täyttö tiivistetään huolellisesti ja että täyttöön käytetään helposti tiivistyvää kitkamaata (sora, hiekkaa yms.).

Tukirakenteen alle ja taakse tulevan maan lujuusominaisuudet on selvitettävä pohjatutkimusten ja laboratorikokeiden avulla.

3.22 SUODATTIMET, VERHOUKSET JA KEILARAKENTEET

3.221 SUODATTIMIEN JA VERHOUSTEN TARVE

Paikoissa, missä luonnollisen tai keinotekoisien maaluisen pintakerros muodostuu niin hienorakeisesta tai rapautuvasta maalajista, ettei luiska pysy koskemattomana ulkoisten voimien vaikutuksesta, voi osoittautua tarkoituksenmukaiseksi suojata tätä erityisellä suojaavalla verhousrakenteella.

Verhousrakenteen tarve ja lujuus riippuvat ratkaisevasti luiskarakenteen luonteesta ja käyttötarkoituksista sekä ennen kaikkea siihen vaikuttavista ulkoisista voimatekijöistä. Tällaisia ovat mm. aallokko, virta ja pyörteet, pohjavesi, maan tiivistyminen, jää sekä lämpötilanvaihtelut.

Avomerien rannalla aallokon vaikutus on voimakas. Aaltojen aiheuttajana toimii usein vuorokausia samaan suuntaan puhaltava tuuli, joka ran-

nikollamme voi aikaansaada 5...10 metriä korkeita aaltoja, joiden vaikutuksen alaisiksi joutuvat lähinnä aallonmurtaajat ja rannikoiden suojarakenteet. Niiden verhousten on oltava järeätä laatua.

Liikennekanavassa ei tuulen aiheuttamaa aallokkoa esiinny muualla kuin järviosuuksilla, eikä sen vaikutus kaivetun kanavan luiskaan ole sanottavaa. Kanavassa onkin merkityksellisempi sitä liikennöivien alusten aiheuttama aallokko, jonka suuruus riippuu kanavan määrän osan ja aluksen veteen upotetun osan poikkileikkauksien suhteesta sekä aluksen kulunopeudesta. Koska veden vastus kanavassa kasvaa progressiivisesti aluksen nopeuden kasvun suhteessa, ei kulku kanavassa ole kannattavaa tiettyä taloudellista nopeutta suuremmalla vauhdilla. Tästä seikasta johtuen ei alusten aiheuttama aallokko liikennekanavissa normaalisti pääse nousemaan 0.5...1.0 m korkeammaksi, eikä luiska näin ollen vaadi merenrantaverhouksen suuruusluokkaa olevaa suojarakennetta.

Sulkukanavissa tulee lisäksi kysymykseen sulutusveden purkautumisesta aiheutuva aallokko, joka on sitä voimakkaampi mitä ahtaampi kanava on. Koska liikennekanava normaalisti laajenee alasatamassa, tämä redusoi aallon korkeuden alusten aiheuttamia aaltoja pienemmäksi.

Liikennekanavissa ei yleensä esiinny sanottavasti luonnollista vedenvirtausta, ellei kyseessä ole jokikanava. Joessa sensijaan tämä virtaus on tärkeimpiä rantaluiskaa tuhoavia voimia.

Veden nopeuden lisääntyessä alka-
vat määrätysä nopeudessa pohjassa
olevat maarakeet värähdellä ja niiden
osittainen uudelleenjärjestäytyminen
tapahtuu. Jos nopeus edelleen kasvaa,
tempaisee virta mukaansa siihen hei-
tetyt rakeet ja saavutettuaan tietyn ra-
janopeuden virta huuhtoo mukaansa
rakeet, jotka aikaisemmin ovat pysy-
neet paikoillaan. Rajanopeus on riip-
puvainen paitsi mukaanlähtevien ra-
keiden koosta myös mm. niiden omi-
naispainosta ja kitkasta sekä vesi-
hiukkasten iskukyvystä. Asettamalla
rantaluiskaan riittävän karkearakeista
ja lujatekoista verhousmateriaalia voi-
daan eroosioherkkä perusmaa suojata
virtausten syövyttävältä vaikutukselta.

Kanavan vedenpinta tulisi, mikäli
mahdollista, pitää ympäristön luon-
nollisen pohjavedenpinnan tasossa.
Yleensä näillä vedenpinnoilla kuiten-
kin on tietty korkeusero, jolloin poh-
javeden virtaaminen tapahtuu suun-
taan tai toiseen. Tämä on varsin var-
teenotettava tekijä, mikäli kanava ra-
kennusvaiheen aikana pidetään kui-
vana.

Virtaava pohjavesi pystyy kuljetta-
maan maarakeita paikasta toiseen
maan sisällä, ja jos tämä virta saa-
vuttaa maanpinnan vesistön rannassa,
viemään rakeet kokonaan muualle.
Helpoimmin lähtevät tällöin rakeet
maan pintakerroksesta siinä kohdas-
sa, missä pohjavesi purkautuu.

Pohjaveden aiheuttama tihkumis-
paine on suoraan verrannollinen ve-
denpintojen erotukseen. Sen haitalli-
set vaikutukset voidaan eliminoida
hyvällä salaojituksella tai luiskan

suuntaan asetetulla suodatinkerrok-
sella. Erittäin rasitetuissa paikoissa
on pitkittäisojitus suositeltava tapa
madaltaa pohjavedenpintaa kanavan
vedenpinnan tasoon. Tehokas tapa
suojata luiskaa pohjavesivirroilla, jot-
ka ovat suunnattuna kanavaan, on
myös sen verhoaminen jollakin riittä-
vän avonaisella ja/tai painavalla ver-
houksella.

Pengerrettyssä maassa tapahtuu aina
maalajista riippuen suurempia tai pie-
nempiä painumia, jotka yleensä ovat
suurimmat rakennustyön aikana ja
sitä välittömästi seuraavana aikana.

Järjestetyssä, vedellä hyvin tiivis-
tetyssä kivitäytteessä ovat painumat
alusta alkaen pienet, tiivistämättömäs-
sä kivitäytteessä ne ovat suuret ja
epämääräiset, tiivistetyssä hiekassa
painuminen tapahtuu verraten no-
peasti, kun savi sensijaan konsolidoi-
tuu hyvin hitaasti. Ellei pengermaata
tiivistetä tarpeeksi tehokkaasti, voi
epätasainen painuminen aiheuttaa
kulkureittien muodostumista vedelle
penkereen läpi ja johtaa luiskaraken-
teen tuhoutumiseen. Joustava tai
kimmoisa verhous toimii paremmin
epätasaiselle painumiselle alttiilla
alusrakenteella kuin jäykkä verhous,
joka tällöin helposti rikkoontuu.

Jos vesitie taloudellisista syistä on
pidettävä auki liikenteelle myös tal-
visin, on jään murtamiseen käytet-
tävä jäänsärkijöitä, lyhyitä vahvara-
kenteisia aluksia. Koska nämä jäätä
murtaessa myös työntävät sen sivulle
päin, vaikuttavat niiden iskuvoimat
jään välityksellä kanavarantaan. Isku
on sitä voimakkaampi, mitä teräväm-

pi jäänmurtajan keula on. Aluksen liikkeessa syntyvä aallokko nostaa ja laskee jään, joka vuorostaan vaikuttaa kuluttavasti rantaluiskaan. Etenkin avonaiset, ei-monoliittiset rakenteet vahingoittuvat jään vaikutuksesta. Jään nostovoima on suoraan verrannollinen sen vahvuuteen sekä vedenpinnan nousun ja jään taivutsmurtolujuuden tulon neliöjuureen.

Jäänmuodostumat voivat ajoittain aiheuttaa huomattaviakin paikallisia vahinkoja rannoille, mutta niiden vaikutus on kuitenkin pääasiallisesti edullinen. Tuulen ja aallokon liikkeestä aiheutuva roiske jäätyy luiskaan jo alkutalvesta peittäen tämän suojaavalla jääkerroksella, eikä rantaan kasautunut jää näinollen myöhemmin normaalisti pysty aiheuttamaan vakavia vahinkoja. Liikennetai säännöstelykanavissa voidaan jää särkeä tehokkaasti alentamalla vedenpintaa riittävästi. Tämä on erityisen tärkeä toimenpide kevättalvella ennen jäiden lähtöä.

Nopeat lämpötilanvaihtelut voivat johtaa heikkorakenteisen kiviaineksen rapautumiseen. Tämä asettaa verhouksmateriaalille vaatimuksen, että sen on oltava riittävän kestävä mekaaniselle rapautumiselle eli tiivis ja lujarakenteinen.

Lämpötilanmuutokset vaikuttavat erityisen voimakkaasti jäykkiin monoliittisiin verhouksiin, kuten asfaltti- ja betonirakenteisiin, joissa lämpötilanero ylä- ja alapinnan välillä alarakenteen kitkavaikutuksen takia aiheuttaa jännityksiä, jotka ovat suoraan verrannollisia lämpötilaneroon ja kimmoisuuteen.

3.222 SUUNNITTELUPERUSTEET

Johtuen ulkoisten voimien laajasta valikoimasta tulisi ihanneverhouksen olla sekä luja, säänkestävä, tiivis, painava, taipuisa että luiskan muotoon ja ulkonäköön sopeutuva. Kokonaiskustannusten tulisi rakennus- ja kunnossapitotyöt sekä liikennekustannukset huomioonottaen olla mahdollisimman pienet. Mikään nykyään käytössä olevista verhousaineista ei täytä kaikkia em. vaatimuksia, vaikka jokaisella niistä on suurin osa tarvittavista ominaisuuksista.

Tärkeimmät kysymykseen tulevat luiskaverhoukset ovat kiviheitoke, kiviakorit, asfalttibetoni ja betoni. Paljon käsityötä vaativia ja sen takia taloudellisesti epäedullisempia ovat rissuistutukset, kiveykset, kiviarkut ja -muurit.

Kaikki kaltevat luiskaverhoukset on ulotettava yli koko ulkonaisille voimille alttiin alueen ja esim. vedessä vähintään 1.5 kertaa suurimman aallonkorkeuden verran tyynen korkeavedenpinnan yläpuolelle ja alaspäin vähintään 1.3 kertaa suurimman aallonkorkeuden verran matalavedenpinnasta, kuitenkin niin syvälle kuin veden rantaan kohdistuva eroosiovaikutus ulottuu. Mitä loivempi luiskan kaltevuus on, sitä kevyempi voi normaalisti tarvittava verhaus myös olla. Taloudellisista ja lujuusteknillisistä syistä luiskaverhaus yleensä asetetaan maapohjan luonnolliseen kaltevuuskulmaan.

Verhouksen kantaa ei saa uurttaa penkereeseen syvemmälle kuin verhouksaan, sillä korjaustyö on sitä vaikeampi, mitä enemmän perusmaa-

ta mahdollinen luhistuminen pystyy siirtämään. Sen sijaan voi usein osoittautua edulliseksi järjestää verhoukselle kivitäytteinen jalkaosa vaakasuoraan pohjaan, etenkin työaikaista kuivanapitoa silmällä pitäen.

Kaltevia luiskaverhouksia on laaja valikoima ja paikan päältä saatavat rakennusaineet tulevat melkein poikkeuksetta taloudellisemmiksi. Koska kiveä Suomessa on melkein kaikkialla helposti saatavissa, on kiviheitoke tavallisesti edullisin luiskaverhous.

Kiviheitokkeen pintakerroksen muodostavat luiskaa suojaavat irto- tai louhoskivet. Sen lujuus ja kestävyys riippuu lähinnä kivien koosta, ominaispainosta, laadusta ja muodosta sekä heitokkeen syvyydestä ja laajuudesta, luiskan kaltevuudesta ja suodatinkerrosten stabiliteetista ja tehokkuudesta. Jos maapohja on hienorakeista, ovat nämä suodatinkerrokset välttämättömät, ne määrätään suodatinkriteerion avulla osan V, kohdan 2.124 mukaisesti.

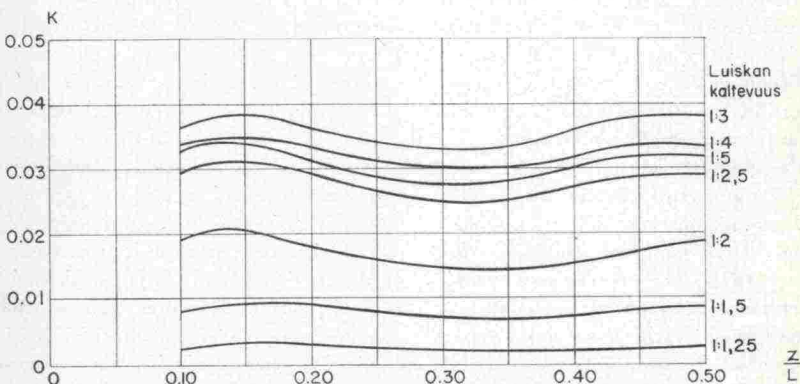
Kivien koko vedessä toimivan luiskan pintakerroksessa voidaan arvioida aallonmurtajille kehitettyjen laskelmaperusteiden mukaisesti. Yleisimmin käytetty laskukaava lienee Hudsonin modifioima Iribarrenin kaava (130).

$$(130) W = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_w^3 \cdot K \cdot \mu^3 \cdot h^3}{(\gamma_s - \gamma_w)^3 \cdot (\mu \cos \beta - \sin \beta)^3}$$

- W kiven paino
 γ_s ja γ_w kivien ja veden tilavuuspaino (t/m^3)
 K kerroin, joka on funktio luiskan kaltevuuskulmasta (β) ja kanavan syvyyden suhteesta aallon pituuteen (kuva 157)
 h aallonkorkeus (aallon pohjan ja harjan välinen korkeusero)
 $\mu = \text{tg } 48^\circ = 1.11 =$ kivi-kerroksen sisäisen kitkan kerroin.

Edellyttäen, että kiven muoto on lähes pyöreä, saadaan sen halkaisija

$$\text{kaavasta } d = \sqrt[3]{6 W / \pi \cdot \gamma_s}.$$



Kuva 157:
 Kertoimen K määrittäminen Iribarrenin kaavaan.

Aaltojen vaikutus on voimakkain juuri vedenpinnan tasossa ja vähenee nopeasti pohjaan päin mentäessä. Määräsyvyydellä vedenpinnasta on aallonkorkeuden tilalle käytettävä hypoteettista aallonkorkeutta (kaava 131).

$$(131) \quad h_z = \frac{\pi \cdot h^2}{L_0 \cdot \sinh^2 \frac{2\pi \cdot z}{L}}$$

L_0 on aallon pituus syvässä vedessä ja L vedessä, jonka syvyys on Z .

Teoriassa voidaan siis tietyssä syvyydessä jättää pintakerros pois ja tulla toimeen päällimmäisellä suodatinkerroksella sekä vielä syvemmällä jättää tämäkin pois massoja ja työvaiheita säästäten. Luiskan leikkaaminen ja kerrosten asettaminen ja tasaminen portaittain voi kuitenkin tuottaa sen verran vaikeuksia, että usein voi osoittautua edulliseksi rakentaa verhouksen pohjaan saakka yhtäläiseksi. Joka tapauksessa on aina tarkistettava, että alaosien pintakerrokset kestävät siellä esiintyvät vedenvirtaukset eli esim. liikennekanavissa laivojen synnyttämät takaisinvirtaukset ja potkuripyörteet.

Kun teoreettinen kivikoko on määritetty, voidaan kiviheitokkeen syvyys Iribarrenin mukaan mitoittaa siten, että pintakerroksen vahvuus on $2.4 \cdot d$, päällimmäisen suodatinkerroksen $0.8 \cdot d$ ja seuraavan suodatinkerroksen $0.21 \cdot d$. Keinotekoisesti valmistettuja kiviä, siis myös louhoskiviä käytettäessä saadaan mainitut arvot vähentää $\frac{2}{3}$:aan.

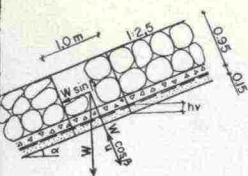
Koska heitokkeeseen on käytettävä kiviä, joiden koko on yhtä suuri tai

suurempi kuin kaavoista saatu teoreettinen koko sekä niiden joukkoon taloudellisista syistä sallittava muutamana kivi, joka on kaksikin kertaa teoreettista kokoa, tulee kiviheitokkeen pintakerroksen olla vähintään $1.5 \dots 2$ kertaa, mieluummin 3 kertaa teoreettinen kivikoko ja vähintään 30 cm.

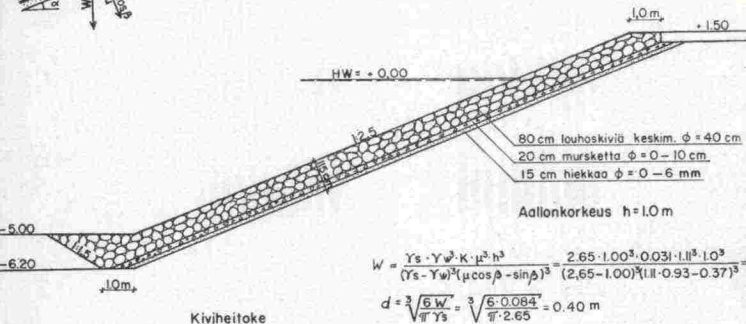
Jos suodatinkerroksia on vain yksi, on sen vahvuuden oltava $25 \dots 40$ cm, mutta jos niitä on kaksi tai useampia, $10 \dots 20$ cm rakoosta ja työmenetelmästä riippuen, jolloin 15 cm kerrosvahvuutta on pidettävä niminä koneelliselle levitykselle.

Kiviheitokkeen kaltevuus ei Reiniuksen mukaan saa olla jyrkempi kuin $1:1.57$, mieluummin $1:2.32$. Em. tutkijan mukaan heitokkeen stabiliteetti todetaan olettamalla kanavassa tapahtuvan vedenpinnan äkkinäinen lasku, jolloin ulospursuavan huokosveden paine vähentää verhouksen painon luiskaa vastaan kohtisuoraa komponenttia (kuva 158). Verhousmateriaalin tilavuuspainoksi oletetaan $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$, huokosvedellä kyllästettyjen alempien suodatinkerrosten tilavuuspaino on γ_{hv} ja huokosveden kokonaispaine verhoukselle U , jolloin tasapainoyhtälöiden avulla saadaan verhousmateriaalin tarvitsema kitkakulma φ .

Luiskarakenteisiin asfaltti, bitumi ja kiviaineen seos, soveltuu erityisen edullisesti sen takia, että se kimmoisana päällysteenä seuraa pohjan painumista menettämättä silti tiivistävää tai suojaavaa ominaisuutta. Bitumi kestää kaikki luonnossa esiintyvät tavallisimmat kemialliset yhdisteet. Me-



$$\begin{aligned} \gamma &= 1.8 \text{ t/m}^3 & \gamma_{hw} &= 2.12 \text{ t/m}^3 \\ W &= 1.8 \cdot 1.0^2 \cdot 0.95 + 2.12 \cdot 1.0^2 \cdot 0.15 = 2.03 \text{ t} \\ W \cos \beta &= 1.89 \text{ t}, & W \sin \beta &= 0.75 \text{ t} \\ U &= 0.15 \cdot \cos \beta \cdot 1.0^2 = 0.14 \text{ t} \\ \tan \varphi &= \frac{S \cdot W \sin \beta}{W \cos \beta - U} = \frac{1.3 \cdot 0.75}{1.89 - 0.14} = 0.56 \\ \varphi &= 29.5^\circ, & \text{varmuus } S &= 1.3 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} W &= \frac{\gamma_s \cdot \gamma_w^3 \cdot K \cdot \mu^3 \cdot h^3}{(\gamma_s - \gamma_w)^3 (\mu \cos \beta - \sin \beta)^3} = \frac{2.65 \cdot 1.00^3 \cdot 0.031 \cdot 1.11^3 \cdot 1.0^3}{(2.65 - 1.00)^3 (1.11 \cdot 0.93 - 0.37)^3} = 0.087 \text{ t} \\ d &= \sqrt[3]{\frac{6W}{\pi \gamma_s}} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 0.084}{\pi \cdot 2.65}} = 0.40 \text{ m} \end{aligned}$$

Kuva 158:
Verhouksen vakavuuden laskeminen.

ivesi, humushapot sekä muut maa-
pohjassa esiintyvät aggressiiviset ai-
heet eivät pysty vahingoittamaan as-
falttia, kunhan kiviaines on valittu
tätä vastaavaksi. Virtaava vesi, jonka
nopeus on vähemmän kuin 4 m/s, ei
ruosiakaan kestäneen vaikutuksen ai-
kana normaalisti pysty tuhoamaan as-
falttiverhous. Veden mukana liik-
kuvat kivrakeet voivat kuitenkin
raikuttaa hiovasti asfalttiin. Tiivis
unsaasti bitumia sisältävä asfaltti-
eos on kestävämpi mekaanisia rasi-
uksia vastaan kuin huokostilarikkaat
eokset.

Hiekan läpitunkeutumiselle asfaltti
on jo riittävän tiivis, jos 10 cm
päälyste sisältää bitumia yli 5 % ja
tyhjiätilaa vähemmän kuin 25 tila-
uus-%. Asfalttiverhous voidaan
myös rakentaa täysin vesitiiviiksi,

sen vedenläpäisevyysarvo $k = 10^{-6}$
cm/s, kun tyhjiätila on 8 tilavuus-%.
Jos em. tila on alle 3 %, kestää 5
cm vahva laatta jo 3 at. ylipaineen
läpäisemättä yhtään vettä. Hyvän
asfalttiverhouksen tyhjiätilan ei tulisi
ylittää 5 tilavuusprosenttia.

Asfalttiverhouksen mitoituserus-
teeksi on otettava aallokon paineai-
kus luiskaan. Koska aallot murtu-
vat loivaan luiskaan, mutta heijastu-
vat jyrkästä, voi aallokon paineai-
kus olla kahta eri tyyppiä. Näitä
erottava kaltevuuden raja-arvo on

$$\text{Iribarrenin mukaan } 1:n = \frac{4}{T} \sqrt{\frac{h}{2g}}$$

jos T = aallon jakso (s), h = aallon
korkeus (m) ja $g = 9.81 \text{ m/s}^2$. Jos
rakenne on tätä jyrkempi, aallot hei-
jastuvat ja rakennetta rasittaa voima,
jonka muodostavat aallokon staatti-

nen ylipaine ja nk. heijastuspaine, painekuvio 2 kuvassa 159. Kuvassa oikealla on aallonharjan ja vasemmalla aallonlaakson aiheuttama paine. Loivaan luiskaan murtuvat aallot aiheuttavat staattisen paineen lisäksi dynaamisen, joka on suurin vedenpinnan tasossa, painekuvio 1.

Asfalttiverhouksien mitoittamiseksi on Hoog kehittänyt kaavan (132) vetojännitykselle laatan alapinnassa kuorman kohdalla.

$$(132) \delta_e = \delta_0 \cdot F$$

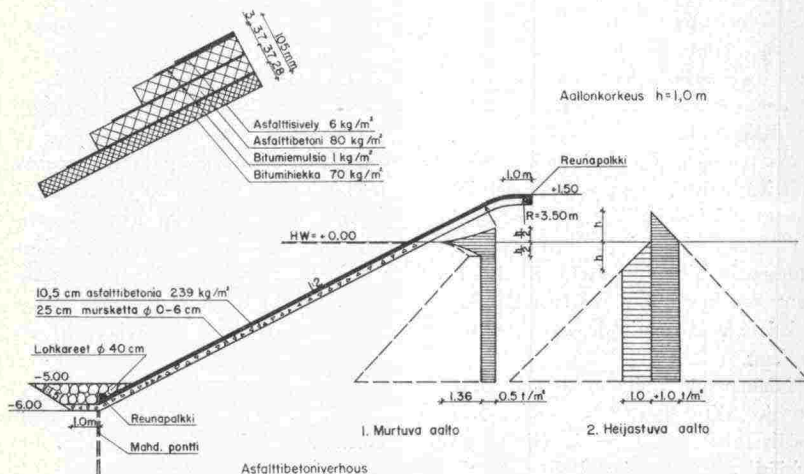
- δ_0 painekuormitus pintayksikölle F suhteista h/r ja E_a/E_m riippuva funktio
 h päällysteen vahvuus
 r painekuormituksen vaikutusalueen säde
 E_a asfalttipäällysteen kimmoduuli kutistumisluvulla $v = 1/6$

Em alusrakenteen kimmomoduuli, diagrammit kuvassa 160.

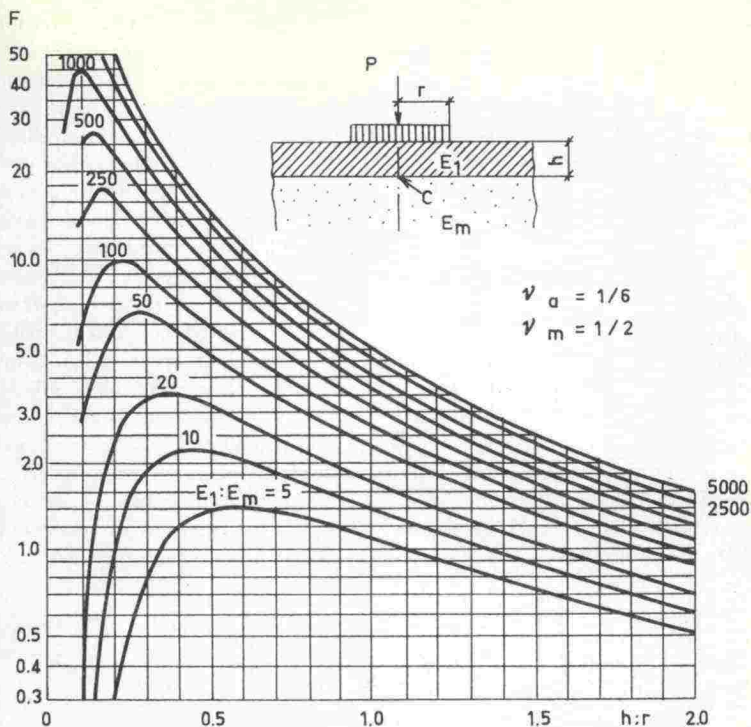
Asfalttiverhouksen vetomurtolujuus vaihtelee yleensä $7.5 \dots 30 \text{ kg/cm}^2$. Se määritetään yleensä kussakin tapauksessa erikseen ennakkokokeilla erikoiskojeiden avulla.

Asfalttiverhouksen vakavuus luiskassa on riippuvainen massan kivirakenteiden kosketuksesta toisiinsa syntyvästä ns. sisäisestä kitkasta sekä seoksen alkulujuudesta. Laskelmien yksinkertaistamiseksi ja rakenteen varmuuden lisäämiseksi jätetään alkulujuus huomioonottamatta, jolloin varmasti luhistuvan luiskan kaltevuuskulma on pienempi kuin sisäinen kitkakulma. Luiskarakenteisiin soveltuvien asfalttiverhousten maksimikaltevuudet ovat

Asfalttibetonin rakenne



Kuva 159:
Asfalttiverhouksien rakenne ja mitoitus.



E_m - arvot

Maalaji	E_m kg / cm ²
Hiekka, tiivis	500 - 800
Hiekka, löyhä	100 - 200
Savi, jäykkä	80 - 120
Savi, puolijäykkä	40 - 80
Savi, pehmeä	15 - 40
Lieju	5 - 15
Turve	1 - 15

Kuva 160:

Kertoimen F määrittäminen Hoogin kaavaan.

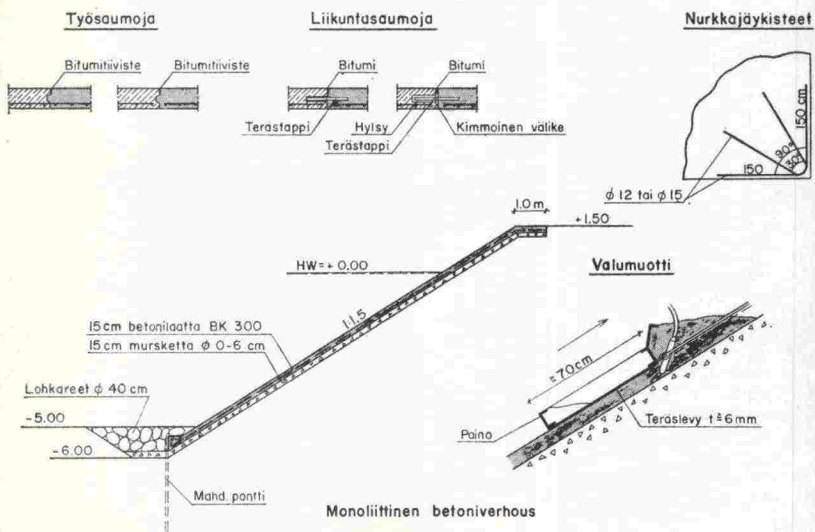
tällöin: karkea asfalttibetoni 1:1.75, hieno asfalttibetoni 1:1.80, hiekka-asfaltti 1:1.88, bitumihiekka 1:2.25, valuasfaltti 1:5.67, runsasbituminen valuasfaltti 1:11.45. Käytännössä alkulujuudella on merkityksensä luiskakaltevuuteen. Niinpä esim. asfalttibetoni- ja hiekka-asfalttiverhouksia on rakennettu kaltevuuteen 1:1.5, erikoistapauksissa 1:1.

Valuasfaltin pienestä sisäisestä kitkasta johtuen ei sitä voida käyttää luiskaverhouksiin itsenäisesti toimivana rakenteena. Sitä käytetäänkin eniten muiden rakenteiden saumausaineena.

Betonia on jo kauan käytetty kalteviin luiskaverhouksiin alueilla, missä sopivaa heitokekiveä ei ole ollut saatavissa, kivien kuljetuskustannuk-

set ovat olleet korkeat tai rakennustyöt on voitu suorittaa kuivassa.

Betoniverhouksia on valmistettu sekä teräsjäykistein että ilman näitä. Ne voidaan mitoittaa periaatteellisesti samalla tavalla kuin tiepäällysteet esim. Westergaardin teoriaa hyväksi käyttäen, mutta myös Hoogin asfalttiverhouksille kehittämän kaavan avulla. Vetojännitykset eivät tällöin saa ylittää betoninormien mukaisia sallittuja jännityksiä. Jään ja pakkasen vaikutuksen takia tulisi betonilaattojen minimivahvuuden olla 10 cm. Suoraan alustan päälle valetun laatan tehokkaana korkeutena pitäisi lujuuslaskelmissa käyttää 1...2 cm teoreettista pienempää vahvuutta, koska alin betonikerros yleensä on jonkin verran sekoittunut alustaan.



Kuva 161:
Monoliittinen betoniverhous ja liikuntasaumot.

Haluttaessa välttää kohtuuttoman suuria lämpötilan aiheuttamia jännityksiä on monoliittinen betoniverhous jaettava osiin liikuntasaumoin, kuva 161. Saumojen välinen etäisyys määrää täysin kitkavoimien suuruuden, saumavälien valitsemisen yhteydessä on verrattava saumojen hintaa suurempia jännityksiä kestäväen laatan aiheuttamaan lisähintaan. Normaalisti saumaväli on 25...40 m. Saumoja on pääasiallisesti kahta lajia, nimittäin kutistumissaumoja, jotka ainoastaan sallivat viereisten laattojen kutistumisen, ja liikuntasaumoja, jotka myös sallivat lämpötilanmuutosten aiheuttamat laajennukset. Ainakin joka kolmannen sauman tulisi olla liikuntasauga.

Sauga on suunniteltava siten, että se kykenee estämään kivien ja soran pääsyn laattojen väliseen aukkoon, koska nämä laattojen laajetessa pysyvät särkemään niiden reunat. Mahdollista saumatiivistettä ei siis saa asettaa siten, että se kuormituksen vaikutuksesta pursuaa ulos saumasta. Mitään saumaa ei saa tehdä teräväm-pään kulmaan kuin 90° toista saumaa tai reunaa vastaan. Jos mahdollista tulisi laattojen reuna suunnitella ilman paksunnosta. Nurkat voivat osoittautua tarkoituksenmukaisiksi jäykistää kahdella lisäteräksellä kuvan 161 osoittamalla tavalla.

Siellä, missä nopeita vedenpinnanvaihteluja on odotettavissa, voidaan monoliittiset laatat rakentaa suodatinkerroksien varaan, mutta yleensä riittää yksi suodatinkerros, jonka rae-ko on 40...60 mm ja vahvuus 15 cm, saumojen kohdalla 30 cm.

Erillisten betonilaattojen yhteyteen on sen sijaan aina rakennettava suodatinkerroksia. Laattojen koko vaihtelee 1.0...2.5 m ja vahvuus 0.15...0.25 m. Sopivin luiskakaltevuus on 1:2.5...1:3.5. Laattaelementit on kiinnitetty toisiinsa metalliliittimillä. Saumat eivät saa olla leveämpiä kuin $\frac{2}{3}$ ylimmän suodatinkerroksen raekoosta. Erillisiä betonilaattoja voidaan myös yhdistää aina 30...35 m kokoisiksi monoliiteiksi. Tähän tarkoitukseen sopivat kooltaan 1.5...3.0 m suorakaiteen- tai neliönmuotoiset laatat. Teräsjäykisteiden tulee jatkua sauman läpi siten, ettei terästen jännitys saumankohdassa ylitä niiden jännitystä betonissa, näin varmistetaan kutistumisen jakaantumisen useammalle pienelle halkeamalle muutaman suuren sijasta.

Kivikorien rungon muodostavat suorakulmaisen muotoiset korit galvanoituista 2.5...4 mm vahvasta teräslangasta n. 15 cm verkkosilmällä kivikoon mukaan. Korien sivut ovat tehdasvalmisteisia ja kootaan koreiksi työmaalla, jolloin niiden yläsivu jätetään luukun tapaan auki ja suljetaan vasta sen jälkeen, kun kori on täytetty kivillä. Korit sidotaan toisiinsa yhdeksi monoliitiksi ja vahvistetaan tarpeen mukaan täyteen läpi menevillä sidelangoilla.

Korien koko vaihtelee käyttötar-koituksen mukaan, pituus tavallisesti 2...3 m, leveys 1 m ja korkeus 0.5...1 m. Vahvuuden tarvitsee sisävesikanavissa harvoin ylittää 0.5 m., jos luiskan kaltevuus on 1:1 tai loivempi. Kivikorit soveltuvat kuitenkin käytettäväksi kaikkiin luiskakal-

tevuuksiin aina pystysuoraan seinään saakka. Avonaisen rakenteensa takia on niiden asettaminen suodatinkerrosten varaan suositeltavaa.

Vaikka korien teräsverkko onkin sinkitetty, tapahtuu usein, etupäässä virheellisen käsittelyn vuoksi, että langat naarmuuntuvat jo työaikana, jolloin ne ruostuvat nopeasti. Melko runsaasta teräsmenekistään (0.5 m kivikorien teräsmäärä vastaa 10 cm betonilaatan teräsmäärää ja käsityötarpeestaan johtuen kivikorit ovat verraten kalliita rakenteita kalteviin luiskiin.

3.223 MATERIAALIT

Suodatinmateriaalit on käsitelty osassa V, kohta 2.13.

Ratkaiseva merkitys kiviheitokkeen koossapysymiselle ja kestävyydelle on pintakerroksen kivien ominaispaineella ja murtolujuudella. Kiviaineen tulisi olla luja, säänkestävä ja rapautumaton luonnonkivi ja ainoastaan siellä, missä sen hankkiminen tulee huomattavan kalliiksi, voi keinotekoinen kivi, kuten betoni, tulla kysymykseen. Särmiikkäät ja raskaat kivet ovat paremmat kuin pyöreät ja kevyet, koska edellisten suurempi sisäinen kitka takaa niille paremman vakavuuden luiskassa.

Yleisistä kivilajeistamme soveltuvat parhaiten gneissi, graniitti, dioriitti, diabaasi, sarvivälke, hiekkakivi, tiivis dolomiitti ja kalkkikivi. Savi- ja kiilleluiskeet ovat kelvottomia. Erityisesti on huolehdittava siitä, etteivät kivet liian voimakkaan räjähdysten vuoksi

saa hiushalkeamia, jolloin ne helposti rapautuvat pakkasen vaikutuksesta.

Luiskaverhouksiin soveltuvien asfalttipäällysteiden kokoomus on seuraava (paino-%):

- karkea asfalttibetoni: bitumi B 200 ... B 45 5 ... 8 %, filleri Ø 0.09 mm 5 ... 12 %, hiekka Ø 0 ... 2 mm 20 ... 40 %, sepeli Ø 2 ... 12 mm 30 ... 40 %, sepeli Ø 12 ... 18 tai Ø 12 ... 25 20 ... 30 %,
- hieno asfalttibetoni: bitumi B 200 ... B 45 7 ... 10 %, filleri 10 ... 15 %, hiekka 25 ... 58 %, sepeli Ø 2 ... 12 25 ... 50 %,
- hiekka-asfaltti, bitumi B 80 ... B 45 7 ... 11 %, filleri 15 ... 20 %, hiekka (75 paino-% Ø < 2 mm) 69 ... 78 %,
- bitumihiekka: bitumi B 200 ... B 65 4 ... 10 %, filleri 0 ... 10 %, hiekka 80 ... 96 %,
- valuasfaltti: bitumi B 65 18 %, filleriä 22 %, hiekka 60 %.

Kiviaineksen koko pyritään valitsemaan siten, että päällysteen kerrosvahvuuden ollessa 15, 20, 25, 30 ja 35 mm. sepelin raekoko vastaavasti on 5 ... 8, 5 ... 8, 8 ... 12, 12 ... 18 ja 12 ... 25 mm.

Jos saumatyö suoritetaan vedenalaiseen luiskaan, on taattava asfaltin vaipuminen mahdollisimman syvälle kivikerrokseen, koska sideaine veden alla ei pysty liittäämään kiviä yhteen tartuntavoimansa avulla, vaan ympäröivällä massallaan, joka vaikuttaa tulpan tavoin. Seoksen tunkeutuminen kivien väliin vaikeutuu sen vuoksi, että asfaltin on syrjäytettävä huo-

kostiloissa oleva vesi. Lisäksi syvemmissä kerroksissa tapahtuva massan jähmettyminen pakottaa käyttämään asfalttiseosta, jolla on suuri viskositeetti. Näin ollen tulisi syvemmällä kuin 0.8 m vedenpinnasta käyttää seosta, jossa on bitumia 18...20 %, filleriä 45 % ja hiekkaa 35...37 %.

Korkean sideainemäärän takia voi jyrkissä luiskissa olla tarpeen kohottaa valuasfalttiseoksen sisäistä stabiiliteettia jollakin kuitumaisella aineella kuten asbestillä.

Luiskaverhouksien betonin on oltava korkealuokkaista, sementtipitoisuus määräytyy halutun lujuuden mukaan, vähimmäismääränä on pidettävä 285 kg/m³. Normaalisesti tulisi sementtiä käyttää 350 kg/m³ ja vesisementtisuhde on pidettävä ≤ 0.55 .

Yleensä betonilaattojen alapintaan sijoitettujen teräsjäykisteiden poikkileikkaus on normaalisti 0.25...0.30 % betonin poikkileikkauksesta molempiin suuntiin. Tämä määrä ei riitä lisäämään halkeamattoman betonin rakenteellista lujuutta huomattavammin, laatat eivät siis täyty teräsbetonille asetettuja vaatimuksia. Lisälujuus saavutetaan yleensä taloudellisesti edullisemmin lisäämällä betonin rakennevahvuutta kuin teräsmäärää.

3.224 SUODATTIMIEN JA VERHOUSTEN RAKENTAMINEN

Koska hienorakeisten suodatinkerrosten käsittely käytännössä on hankalaa, jouduttaneen yleensä käyttämään hiekkaa hienoimpana suodatin-

kerroksena. Hiekan levitys luiskaan tulisi seurata maaleikkaustyötä välittömästi, jotta ulkoiset olosuhteet eivät pääsisi vaikuttamaan suojaamattomaan luiskaan. Levitys on suoritettava puhtaalle luiskalle, eikä verhottava luiska saa joutua veden, lumen, jään, roudan tai jonkin mekaanisen rasituksen alaiseksi. Jos maaluisen verhouksen liittyä kallioluiskaan tai sen verhoukseen, on suodatinhiekan valuminen mahdollisesti rikkoutuneen kallioluiskan kautta estettävä tiivistämällä kallioluiskan pintaan jääneen louheen yläkerros murskeella.

Jokainen verhouksmateriaalikerros tiivistetään erikseen. Tiivistystyö suoritetaan luiskan kaltevuuden suuntaan tapahtuvalla jyräyksellä. Työn yhteydessä olisi huolehdittava siitä, että tiivistettävän materiaalin kosteus sijaitsee lähellä optimivesipitoisuutta. Hiekkakerroksen tiivistys suoritetaan sileäjyrällä, jonka viivapaine on vähintään 20 kg/cm ja valssin halkaisija vähintään 100 cm, tai muulla vaaditun tiiviyn antavalla tiivistyskoneella. Edestakaisten ajokertojen lukumäärän pitäisi olla 2...4. Hyväksytyn lopullisen tiivistystyön edellytyksenä hiekkamateriaalin osalta on, että koetulosten keskiarvo on vähintään 90 % parannetusta Proctor-tiiviyydestä.

Hiekkakerroksen varaan levitetty kerros voi muodostua somerosta tai murskeesta. Murskekerros tiivistetään telaketjutraktorilla, em. sileävalssijyrällä tai muulla sopivalla tiivistyskoneella luiskan kaltevuuden suuntaan vähintään kolmeen kertaan ajaen.

Reiniuksen mukaan tiivistämätön luiskaverhous, jonka kitkakulma on 37°, saavuttaa normaalisti tiivistettyä kitkakulman 39° ja hyvin tiivistettynä 41° näin lisäten verhouksen stabiiliteettia.

Kiviheitokkeen pintakerrokseen kiipatut irto- tai louhoskivet voidaan tarpeen vaatiessa jyrätä 2...4 kertaa telaketjutraktorilla. Työhön sisältyvä käsityö käsittää vain kivien muodostaman pinnan suurempien epätasaisuuksien oikaisemisen ja verhousalan ulkopuolelle joutuneiden kivien paikoilleenheittämisen.

Verhoukseen on aina järjestettävä viemäröinti paikkoihin, joissa pohjavesi leikkaa luiskaa.

Asfaltintapaiset tiiviit verhoukset voidaan asettaa luiskaan ilman suodatinkerroksia, mutta ne on silloin aina varustettava mahdollista vedenpainetta tasaavalla viemäröinnillä. Lähteeseen on asennettava savitulppa ja vesipaineelle rakentamistyön yhteydessä järjestettävä betoniputkiviemäröinti.

Asfalttiverhousien bitumimäärä on mitoitettava siten, ettei jyrämiselle tai levitystyölle haitallista bitumiyljäämää pääse muodostumaan. Asfalttiverhouksen levitys, tasoitus ja jyräys voidaan suorittaa tavanomaisella päällystyskoneella, joka on sopivasti muunneltu luiskalla liukumiseen pusutraktorin köyden tai nosturin puomin varassa.

Asfalttiverhous rakennetaan kerroksittain, kerrosvahvuus normaalisti alle 4 cm, kuva 159. Tarvittava tiiviys saavutetaan yleensä kahdella ajokerralla kerrosta kohden käyttäen

standardivalmisteista 1.5 t vedettävää yksirumpuista täryjyriä. Verhouksen lopullisesta vahvuudesta sallitaan 15 % poikkeus. Kaikki mahdolliset saumat tulisi sijoittaa vähintään metrin päähän lähinnä alemman kerroksen saumakohdasta. Kylmiin sauma-kohtiin on vesitiiviissä rakenteissa kiinnitettävä erityisen suurta huomiota, erikoistapauksissa voi osoittautua tarkoituksenmukaiseksi käyttää infrapunaista säteilyä saumakohdan sulattamiseen.

Koska betoni luonteeltaan on ver-raten jäykkä verhous ja täten arka epätasaiselle painumiselle, on päällysteen maapohja ja alusrakenne valmistettava huolellisesti ja niin, että se kantavuudeltaan tulee mahdollisimman homogeeniseksi. Tästä joh-tuen ei betonilaattaa yleensä voi suo-sitella verhoustyypiksi penkereisiin.

Betonimassa lähtee valutyön aikana hyvin herkästi liikkeelle kaltevassa luiskassa. Tästä syystä tarvitaan eten-kin jyrkissä luiskissa erikoislaitteita sen paikallaan pitämiseksi. Kuvassa 161 esitetty liukumuotti on tässä suhteessa osoittautunut käyttökelpoi-seksi. Muotin pituuden tulisi kulku-suunnassa olla vähintään 70 cm, le-veys voi olla jopa 10 m. Muotti, jo-ka on liian lyhyt valusuunnassa, sal-lii usein betonin pursumisen ulos sen alapäästä, varsinkin silloin kun rakennevahvuus on suuri. Muotin tu-lee olla riittävän lujatekoinen sen nousemista estävän valumassan ai-heuttamalle kuormitukselle. Etureu-nan on oltava terävä. Kiinnitysvaije-rin yli menevä putki antaa muotille tasaisemman liikkeen. Luiskaraken-

teisiin ei saisi käyttää tärävää betonimuottia, koska tämä pakottaa betonimassan pursuamaan ulos alareunasta tehden toisen tasauksen tarpeelliseksi sekä aiheuttaa hienorakeisten ainesten nousemisen pinnalle. Betonia voidaan haitatta sulloa perinpohjaisesti sauvatäryttimillä pitkin muotin yläreunaa.

Työtekniillisistä syistä voi osoittautua tarpeelliseksi katkaista päällyste työsaumoin, joiden etäisyys määräytyy esim. työkoneen leveyden mukaan. Työsauman konstruktio selviää kuvasta 161, jossa vasemmanpuoleinen tarkoittaa momenttia siirtävää saumaa läpimenevin teräsjäykistein. Teräsmäärä on saumakohdassa kaksinkertaisen jatkospituuden matkalla lisätty 40 %:lla. Tappiurakenne siirtää leikkausvoimat. Tämä sauma ei heikennä laattaa eikä sitä tarvitse mitoitaa erikseen. Oikeanpuoleinen esittää saumaa, joka siirtää pelkästään leikkausvoimat. Sauman reuna on tässä tapauksessa vahvistettava lisäteräksillä.

3.225 KEILARAKENTEET

Keila, jonka kaltevuus on 1:1 ja 1:1.5 rakennetaan ulkonäkösyistä usein kokonaan kivistä, mieluummin hyvin ladotuista louhoskivistä. Poikkeuksellisesti voidaan käyttää runsaskivistä, hyvin sitovaa moreenia. Pinta järjestetään kuten kivilados, yksinkertainen kiviverhous tai kiveys jään, uiton, virtaavan veden ja aallokon vaikutusasteen mukaan tai keilan esteettisesti tyydyttävän ulkonäön aikaansaamiseksi.

Jos keilan kaltevuus on rajakaltevuutta suurempi, aallot heijastuvat rakenteesta ja verhouskivet joutuvat aaltojen perääntyessä taakseen muodostuneen vedenpaineen vaikutuksen alaisiksi. Tämä paine vastaa aallon korkeutta, kuva 162. Kivet, jotka sijaitsevat vedenpinnan alla, menettävät osan painostaan, mikä tekee ne vähemmän vastustuskykyisiksi takaa vaikuttavalle paineelle kuin niiden yläpuolella sijaitsevat kivet. Elleivät kivet tällöin ole riittävän suurikokoisia, jotta niiden paino ja välissä vaikuttava kitka pystyisivät kumoamaan taustapaineen, ne saattavat työntyä ulos verhouksesta. Kivet tulisi tässä tapauksessa ankkuroida toisiinsa tai muurata yhteen laastilla, jotta rakenne monoliitintapaisesti olisi staabiili.

Kiveyksen kivikerroksen vahvuus vaihtelee 0.2...0.6 m kaltevuuden mukaan. Lujana, mutta kalliina verhoustyyppinä kiveys aina vaatii suodatinkerroksia hienorakeiselle maaperälle rakennettaessa. Kiveys tehdään limityksin, läpimeneviä saumoja, erityisesti virransuuntaisia, tulisi välttää. Kivet on aina asennettava syvimpään asentoonsa sekä tarpeen mukaan sovitettava ja sullottava luiskamallin mukaisesti. Kivien pituus ei saa olla suurempi kuin 4...5 kertaa korkeus lujilla kivilajeilla kuten gneissi ja graniitti, eikä suurempi kuin 3 kertaa haurailta kuten hiekka- ja kalkkikivi. Kiviaineksen laatuvaatimuksia on esitetty myös kohdassa 3.223. Kivien väliset saumat eivät saa laajentua sisäänpäin, vaan kivien tulee olla mahdollisimman paljon laa-

tikonmuotoisia. Verhouksen kanta on aina suojattava kivitäytteellä tms. ettei alusrakenne pääse syöpymään.

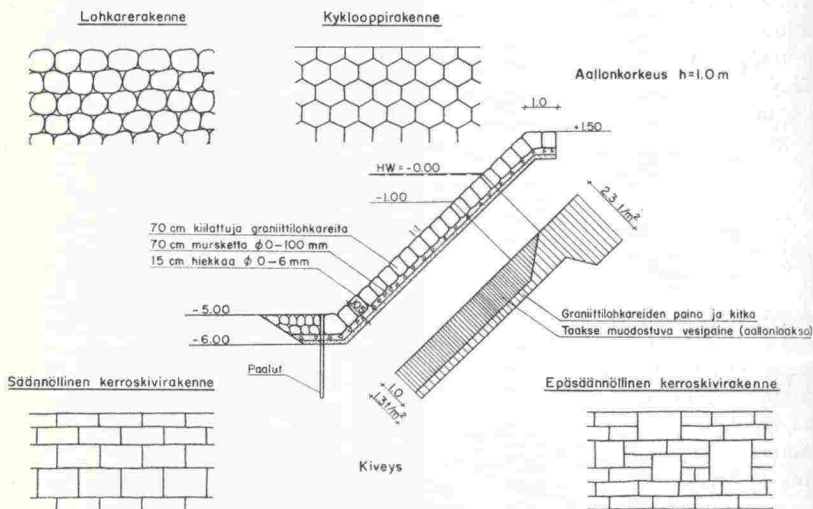
Kiveyksen taakse mahdollisesti syntyvää pysyvää painetta vähennetään salaojituksella.

Tärkeimmät kiveystyypit selviävät kuvasta 162. Lohkaretyyppisessä kiveyksessä muodostavat louhitut tai luonnolliset, epäsäännölliset kivilohkareet pinnan. Kivet käsitellään heijarilla ja moukarilla sen verran, että kivien asento verhouksessa on stabiili. Saumat tiivistetään tarpeen mukaan kivisäröillä.

Kyklooppityypin kivet ovat epäsäännöllisiä kiviä, jotka ovat työste-
tyt siten, että ne sopivat toinen toiseen.

Kerroskivirakenteiseen kiveykseen käytetään sahattuja kiviä, joiden muoto on säännöllinen suorakaide tai neliö. Kivet muodostavat säännöllisessä tyypissä läpimeneviä vaakasaumoja, mutta eivät epäsäännöllisessä; edellisessä vaihtelee kivikoko kerroksesta toiseen, jälkimmäisessä samassa kerroksessa.

Suuresti rasitettavat kiveykset tehdään sementtilaastia käyttäen, laastin sementtikiviainessuhde on tavallisesti 1: 8. Saumojen tulisi tällöin olla riittävän leveitä, jotta laastitustyö olisi mahdollinen. Ulkonäön kannalta voi osoittautua edulliseksi suorittaa sauman jälkisyvely n. 3 cm syvyydelle ulkopinnasta. Tämä tehdään erityisen huolellisesti, jos rakennetta rasittaa



Kuva 162:
Keilaverhoukset.

vedenpaine, jolloin laastin sementtikiviainessuhteenkin tulee olla suurempi.

Saumaus voidaan myös suorittaa valuusfaltilla, jolloin sen kokoomus on 50...65 paino-% bitumia ja 35...50 paino-% filleriä. Saumaus työ tapahtuu käsin sankoa käyttäen tai valukourun avulla. Jälkimmäisessä tapauksessa seos tarttuu kiviin paremmin, koska sitä tällöin kaadetaan saumoihin verraten kuumana. Seos voi jälkimmäisessä tapauksessa myös sisältää jonkin verran hiekkaa.

3.23 TYÖNAIKAISEEN VAKA- VUUDEN PARANTAMI- SEEN JA PAREMPAAN TYÖSKENNELTÄVYY- TEEN TÄHTÄÄVÄT MENETELMÄT

Vesiväyliin sekä muihinkin vedenpinnan alapuolelle ulottuviin maa- ja vesirakenteisiin liittyvät kaivutyöt pyritään useimmiten tekemään joko täysin kuivassa tai pitämällä vedenpintaa mahdollisimman alhaalla, koska se on yleensä taloudellisesti edullista. Työkohteen kuivanapito saattaa kuitenkin tietyissä olosuhteissa heikentää huomattavasti maaluisien vakavuutta tai aiheuttaa pohjamaan pehmenemistä. Tästä on puolestaan seurauksena sortumia ja työskentelyn vaikeutuminen. Tällaisia työnaikaisia haittatekijöitä voidaan torjua tarkoituksenmukaisilla erikoistointenpiteillä, joista yksinkertaisimpia ja tavallisimpia ovat padotus ja pohjavedenpinnan alentaminen.

3.231 PADOTUS

Padotuksella tarkoitetaan maaluis-
kan edessä olevan vedenpinnan ko-
rottamista sopivan työpatojärjestelyn
avulla. Vedenpinnan kohotessa ko-
heesiomaaluiskin vakavuus paranee
ja tätä seikkaa voidaan käyttää hy-
väksi kaivutyön aikana tapahtuvien
sortumien ehkäisemisessä. Vaikka vesi-
väylän luiskin vakavuus käyttöolo-
suhteissa olisikin täysin tyydyttävä,
saattaa luiskin varmuuskerroin työn-
aikaisessa poikkeuksellisessa kuormi-
tustilassa silti olla hyvin pieni. Sen
vuoksi usein pyritään valmiiksi kai-
vettuun väyläosaan laskemaan tai pa-
toamaan vettä mahdollisimman aikai-
sessa vaiheessa sortumavaaran pien-
tämiseksi.

Luiskin edessä olevan vedenkor-
keuden ja luiskin varmuuskertoimen
välinen vuorosuhde voidaan selvittää
tavalliseen tapaan kokeilemalla liuku-
pinta-analyysillä $\emptyset = O$ tai $c-\emptyset$ -mene-
telmää käyttäen (ks. kohta 1.4). Jos
luiska on säännöllinen, voidaan vaka-
vuusanalyysin suorittamisessa $\emptyset = O$ -
menetelmällä käyttää hyväksi myös
valmiita nomogrammeja (kuva 163)
(Maa- ja vesirakentajan käsikirja
1963). Osittain vedenpeittämän luis-
kan varmuuskerroin kasvaa vedenpin-
nan ollessa lähellä uoman pohjaa huo-
mattavasti hitaammin kuin vedenpin-
nan lähestyessä luiskin yläreunaa, ku-
ten kuvan 163 esittämästä esimerkki-
tapauksestaakin ilmenee. Vastaavasti
vedenpinnan alentaminen johtaa sitä
nopeampaan vakavuuden heikkenemi-
seen, mitä korkeammalla vedenpinta
on alkutilanteessa.

Esim.

$m=1,5$

$H=3,5\text{ m}$

$\gamma=1,4\text{ t/m}^3$

$s=0,8\text{ t/m}^2$

$D=1,8\text{ m}$

$d=0,5$

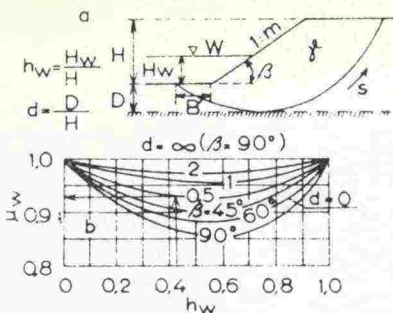
$H_w=1,5\text{ m}$

$h_w=0,43$

$\mu_w=0,93$ (kuva b)

$N=6,0$

$F=1,31$ (kuva c)



Kuva 163:

Uoman vedensyvyyden ja varmuuskertoimen välinen vuorosuhde. Varmuuskerroin lasketaan tässä tapauksessa kuvassa c olevan kaavan perusteella, jossa esiintyvä kerroin μ_w määritetään kuvan b avulla. Vakavuusluku N määritetään kohdan 3.21 kuvasta 138. Menetelmää voidaan soveltaa, jos uoman pohjan leveys on suurempi kuin B (Maa- ja vesirakentajan käsikirja 1963).

Padotusmenetelmä soveltuu erittäin hyvin luiskien sortumisen ehkäisemiseen sellaisissa maalajeissa, joiden tilavuuspaino on pieni. Esimerkkinä mainittakoon eräs keskimääräisiä leikkauslujuuden ja tilavuuspainon arvoja käyttäen suoritettu tutkimus (Korhonen 1962), jossa todettiin, että vedenpinnan padottaminen 60 % korkeudelle kaivusyvyydestä lisäsi kriittillistä kaivusyvyyttä (varmuuskerroin = 1.0) liejumaassa 95 % ja hiesumaassa noin 42 %. Humuspitoisissa maalajeissa voidaan kriittillistä kaivusyvyyttä lisätä saman tutkimuksen mukaan 2.0... 3.5-kertaiseksi nostamalla vedenpinta lähelle maanpintaa.

Padotus on halvimpia työn aikana tapahtuvien sortumien ehkäisemiseen soveltuvia menetelmiä. Padotuksen haittoja on mm. se, että järjestelypadon hoito vaatii erityistä huolellisuutta varsinkin sellaisissa olosuhteissa, joissa vedenpinta pyrkii las-

keutumaan nopeasti tulvan jälkeen (Korhonen 1962). Vedenpinnan alentaminen on aina suoritettava varovasti, koska liian nopea alentaminen aiheuttaa luiskien vakavuuden kannalta erittäin epäedullisen tilanteen (vrt. kohdat 1.4 ja 3.341).

Kitkamaassa padotusta ei voida käyttää vakavuuden parantamiseen. Kitkamaaluiskan vakavuus on usein heikoimmillaan vedenpinnan ollessa luiskan puolivälin kohdalla (Bygg 1959).

3.232 POHJAVEDENPINNAN ALENTAMINEN

Maakaivannon tai peruskuopan kuivanapito tapahtuu yksinkertaisimmin pumppuamalla avokuopasta. Jos vedentulo on runsasta tai kyseessä oleva työ kestää huomattavan kauan, on kuitenkin usein olemassa vaara, että avokaivantoon purkautuva pohjavesi

kuljettaa mukanaan hienoja maa-
aineksia ja pohjamaan kantavuus ale-
nee murto-osaan alkuperäisestä arvos-
taan. Paineellinen pohjavesi saattaa
aiheuttaa myös rakenteiden sortumia.
Veden vaivaama pohjamaa on lisäksi
helposti häiriintyvää ja liikkuminen
kaivannossa tulee vaikeaksi. Tällaisia
ilmiöitä havaitaan ennen kaikkea
hiesu-, hieta- ja hiekkapitoisissa maa-
lajeissa. Pohjamaan häiriintyminen
voidaan välttää suorittamalla pohja-
vedenpinnan alentaminen. Riittävän
vettäläpäisevissä maalajeissa tämä ta-
pahtuu useimmiten siten, että kaivan-
non sivuille ja pohjan alapuolelle

upotetaan suodattimella varustettuja
putkia tai kaivoja, joista pumppua-
malla vedenpinta saadaan alenemaan
kaivannon pohjan alapuolelle. Hieno-
rakeisissa maalajeissa on vesipitoisuu-
den alentamiseen käytettävä erikois-
menetelmiä. Pohjavedenpinnan alenta-
misen jälkeen voidaan kaivu- ym.
työt suorittaa ilman vesivaikeuksia
eivätkä kaivantojen seinät useinkaan
kaipaa tukemistoimenpiteitä. Avokuo-
pasta pumppuamista ja pohjaveden-
pinnan alentamista erilaisissa maa-
lajeissa on käsitelty yksityiskohtai-
semmin kohdassa 3.572.

3.3 Maapadot

3.31 PADON KORKEUS

Maapadon harja on rakennettava
korkeimman vedenpinnan (HV) ylä-
puolelle siten, ettei aaltoileva vesi
pääse virtaamaan padon ylitse. Har-
jan ja HW:n korkeusero riippuu
lähinnä patoon kohdistuvien aaltojen
korkeudesta. Aallon korkeus voidaan
likimääräisesti laskea kaavan (133)
avulla (Bygg IV 1949).

$$(133) h = 0.36 \sqrt{L}$$

- h aallonkorkeus (m) (aallon
pohjan ja harjan välinen
korkeusero)
L etäisyys padosta vastak-
kaiseen rantaan tai saa-
reen (km)

Aallon korkeutta laskettaessa on
etäisyys L määritettävä paikallisten
olosuhteiden mukaisesti. Luotettavin
selvitys esim. järven tai meren ran-

taan rakennettavaan patoon kohdis-
tuvien aaltojen korkeudesta saadaan
luonnollisesti havaintojen perusteella.
Pysyviksi rakenteiksi tarkoitettujen
patojen harja on rakennettava vähin-
tään 1.75h HW:n yläpuolelle. Padon
harjan korkeutta määritettäessä on
lisäksi otettava huomioon vesioikeu-
den lupapäätöksen mukaiset määräyk-
set ja paikalliset olosuhteet siten,
ettei padon harja pääse syöpymään
ja vaurioitumaan poikkeuksellisen kor-
keankaan veden aikana. Patoon on
tarvittaessa rakennettava erillisiä tul-
va-aukkoja, joiden avulla ehkäistään
vedenpinnan nousu lähelle padon har-
jaa. Lyhytaikaiseen käyttöön raken-
nettavissa työpadoissa harja rakenne-
taan tavallisesti vain 0.5...1.0 met-
riä ylimmän padon käyttöaikana esiin-
tyvän vedenpinnan yläpuolelle. Har-
jan korkeuden määrittävät tällöin ra-

kentamiseen käytettävien maalajien geoteknilliset ominaisuudet ja padon harjalla mahdollisesti tapahtuvan työn- aikaisen liikenteen asettamat vaatimukset. Yksityiskohtainen selostus padon harjan korkeutta määritettäessä huomioon otettavista näkökohdista on esitetty mm. julkaisussa "Der Erdstaudambbau" (Post, Londe 1962).

3.32 PADON RAKENNE

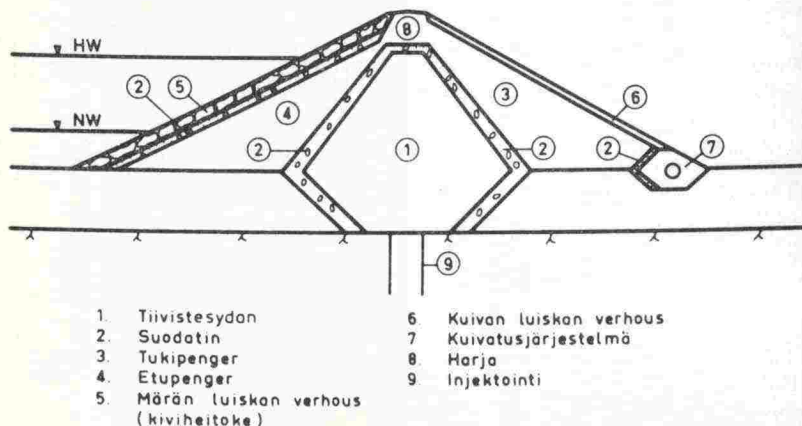
Maapadon rakenne (patotyyppi) riippuu padolle toiminnallisesti asetettavien vaatimusten lisäksi lähinnä rakennuspaikan maaperäolosuhteista ja padon rakentamiseen käytettävien maalajien geoteknillisistä ominaisuuksista. Patotyyppiä ja padon rakenteellisia osia on käsitelty osassa V, kohta 2.12. Kuvassa on esitetty tärkeimmät maapadon rakenteellisten osien nimitykset, joita käytetään rakennussuunnitelmiin liittyvissä piirus-

tuksissa ja työselityksissä sekä muissa asiakirjoissa. Padon rakenteelliset osat on numeroitava siten, että em. asiakirjoissa tietyistä padon osasta voidaan aina käyttää samaa numeroa. Maapadon tärkeimmät rakenteelliset osat (kuva 164) ovat:

- Tiivistesydän
- Suodatinkerrokset
- Tukipenger
- Etupenger
- Märkä luiska verhouksineen
- Kuiva luiska verhouksineen
- Kuivatusjärjestelmä
- Harja
- Maapohjan (tai kallion) injektointi tarvittaessa.

3.33 PATOMATERIAALIT

Maapatojen rakentamiseen käytettäviä patomateriaaleja on käsitelty osassa V, kohta 2.12. Rakentamiseen käytetään lähinnä moreenimaalajeja ja



Kuva 164:
Maapadon rakenteellisten osien nimitykset.

karkearakeisia kitkamaalajeja sekä lisäksi lohkareita ja louhosta sekä edelleen keinotekoisia tiivistysmateriaaleja. Maapadon tiivistesydän voidaan rakentaa myös hienorakeisista koheesio- ja silttimaalajeista. Nämä maalajeja käytetään kuitenkin vain matalahkoissa padoissa. Hienorakeiset maalajit otetaan tavallisesti ns. kuivakuorikerroksesta. Humuspitoiset maalajit eivät yleensä sovellu maapatojen rakennusmateriaaliksi, koska näistä maalajeista rakennettu pato painuu niin paljon, että sitä joudutaan myöhemmin tuostakin korottamaan.

Maapadon rakennuskustannukset muodostuvat lähinnä rakentamiseen käytettävien materiaalien hankintakustannuksista. Pato on tämän vuoksi suunniteltava niistä materiaaleista, joita on saatavissa rakennuspaikan läheisyydestä pienimmin kustannuksin. Rakennussuunnitelman laatiminen riippuu siinä määrin paikallisista olosuhteista, että jokainen maapato muodostaa käytännöllisesti katsoen oman tyyppinsä, jonka yksityiskohtien suunnittelu on mahdollista vasta sitten, kun pohjatutkimusten ja niitä täydentävien laboratoriotutkimusten avulla on selvitetty rakennuspaikan maaperäolosuhteet ja maanottopaikoilla esiintyvien maalajien geotekniset ominaisuudet. Rakentamiseen käytettävien materiaalien etsiminen ja inventointi muodostaa tavallisesti tärkeimmän padon suunnittelua edeltävän maastotyövaiheen. Suunnittelijan ja häntä avustavien henkilöiden geologinen asiantuntemus näyttelee tässä työssä merkittävää osaa.

3.34 PADON SUUNNITTELU

Maapadon geoteknisessä suunnittelussa on kiinnitettävä huomiota lähinnä seuraaviin kysymyksiin:

- Padon vakavuuteen
- Maapohjan kantavuuteen ja painumiseen padon rakennuspaikalla
- Maapohjan vedenläpäisevyyteen ja padon lävitse tapahtuvaan suotovirtaukseen.

3.341 VAKAVUUS

Maapadon vakavuuslaskelmat suoritetaan kohdassa 1.4 esitetyillä menetelmillä. Vakavuutta laskettaessa on selvitettävä myös padon mahdollinen sortumisvaara syvälle maapohjaan ulottuvia liukupintoja pitkin. Maapadon vakavuus on selvitettävä kaikissa vakavuuden kannalta epäedullisimmissa olosuhteissa (suunnittelu-tilanteissa). Määäävät suunnittelu-tilanteet ovat tavallisesti seuraavat:

- Rakennustyön aika, erityisesti rakennustyön loppuvaihe, kun padon harja on suunnitelman edellyttämällä korkeudella
- Normaali käyttötila (jatkuva suototila)
- Vedenpinnan nopean laskeutumisen johdosta muodostuva "huokospainetila".

Suunnittelussa käytettävät varmuuskertoimet on esitetty kohdassa 2.1. Vakavuuslaskelmien suorittamista varten on tutkittava tapaus tapaukselta rakentamiseen käytettävien maalajien leikkauslujuusparametrit siinä tiiviydessä, johon ne tullaan rakennustyön

aikana tiivistämään. Vain alustavissa laskelmissa saadaan käyttää luokittelemisominaisuuksien perusteella arvioituja lujuusparametrejä. Syvälle maapohjaan ulottuvia liukupintoja pitkin tapahtuvan sortumismahdollisuuden selvittämiseksi on tutkittava maapohjan leikkauslujuus (s , c' ja ϕ'). Maapohjan kuivattamatonta leikkauslujuutta ei yleensä voida arvioida luokittelemisominaisuuksien perusteella.

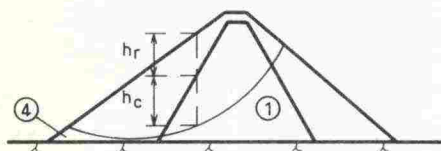
Maapohjan rakennusaikainen vakavuus (kuva 165) lasketaan tavallisesti $c-\phi$ -menetelmällä. Työnaikaisen vakavuuden laskemiseen voidaan käyttää myös $\phi = O$ -menetelmää, jos esim. tiivistyssydän rakennetaan koheesio- tai silttimaalajeista. Tällä menetelmällä tutkitaan myös padon sortumisvaara syvälle ulottuvia liukupintoja pitkin, jos maapohja muodostuu em. maalajeista. Tässä suunnittelutilanteessa on tarvittaessa laskettava erikseen kuivan ja märän luis-

kan vakavuus. Rakennusaikainen huokospaine määritetään joko huokospaineparametrin tai kokemusperäisen huokospainesuhteen avulla. Huokospainesuhde lasketaan kaavan (134) avulla.

$$(134) \quad r_u = \frac{u}{\sigma}$$

r_u huokospainesuhde
 u huokospaine esim. tiivistyssydämen mielivaltaisessa pisteessä
 σ kokonaisjännitys (pystysuorassa suunnassa) em. pisteessä (kuva 165).

Jos suunnittelussa käytetään huokospainesuhdetta, on työnaikainen huokospaine tarkistettava mittaamalla. Moreenista rakennetuissa tiivistyssydämissä huokospainesuhde on yleensä suuruusluokkaa $r_u = 0.20 \dots 0.53$ (Arhippainen 1965). Suunnittelussa voidaan rakennustyön loppuvaihetta



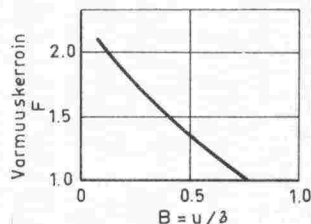
$$u = B \cdot \delta = B(\delta' c' h_c + \delta' r' h_r)$$

$\delta' c'$ = kostean tiivistysmateriaalin tilavuuspaino

$\delta' r'$ = kostean etupenger materiaalin tilavuuspaino

1. Tiivistyssydän

4. Etupenger



B = maalajin vedenläpäisevyydestä ja painumisominaisuuksista riippuva huokospaineparametri

u = huokospaine

δ = kokonaisjännitys

Kuva 165:

Maapadon vakavuus rakennustyön aikana lasketaan huokospainemetrin (B) avulla arvioidun huokospaineen (u) perusteella.

varten yleensä käyttää arvoa $r_u = 0.40$. Kuvassa 165 (Kjärnsli 1960) on esitetty menetelmä huokospaineen määrittämiseksi huokospaineparametrin (B) avulla. Huokospaineparametrin suuruusluokka voidaan määrittää laboratoriossa kolmiaksisialikojen avulla.

Normaalissa käyttötilassa esiintyvä huokospaine arvioidaan tavallisesti jatkuvan suototilan virtausverkoston (kuva 166) avulla (ks. kohta 1.8), jota voidaan käyttää myös padon lävitse suotautuvan vesimäärän arvioimiseen. Tämä suunnittelutilanne määrää yleensä kuivan luiskan vakavuuden. Jatkuvan suototilan virtausverkostoa käytetään hyväksi myös tutkittaessa kuivan luiskan alaosan vakavuutta hydraulista sortumaa vastaan (Davidenkoff 1964) ja padon kuivatusjärjestelmää suunniteltaessa. Jatkuvan suototilan virtausverkostoa piirrettäessä vedenpinta otaksutaan tavalisesti HW:n korkeudelle. Padon kuivan luiskan vakavuus lasketaan yleensä c- ϕ -menetelmällä.

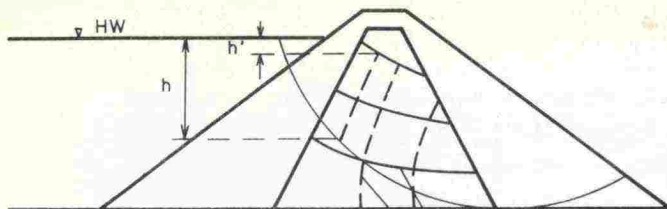
Vedenpinnan nopean laskeutumisen johdosta patoon muodostuva huokospaine määritetään kuvassa 167 esitetyllä tavalla normaalin käyttötilan virtausverkostoa apuna käyttäen. Tämän suunnittelutilanteen huokosvedenpaine voidaan määrittää myös piirtämällä erillinen vedenpinnan nopeaa laskeutumista vastaava virtausverkosto (Reinius 1948). Vedenpinnan nopean laskeutumisen johdosta muodostuva huokospaine (suunnittelutilanne) määrää padon määrän luiskan vakavuuden. Vedenpinnan laskeutuminen katsotaan nopeaksi, jos sen laskeutumisnopeus on suurempi (cm/s) kuin ti-

vistysydämen rakentamiseen käytettävän maalajin vedenläpäisevyys (Kjärnsli 1960). Padon määrän luiskan vakavuus tässä suunnittelutilanteessa lasketaan yleensä c- ϕ -menetelmällä.

3.342 PAINUMAT

Geoteknillisen suunnittelun yhteydessä on arvioitava maapadon alla olevan maapohjan ja lisäksi itse padon painumat. Painumien arvioimista on pidettävä välttämättömänä varsinkin silloin, kun pato rakennetaan heikosti kantaville koheesio- ja silttimaalajeille ja kun padon rakentamiseen käytetään em. maalajeja. Painumalaskelmien tärkein tavoite on yleensä padon pituus- ja poikkisuunnassa muodostuvien painumaerojen sekä ns. painumisvaran oikean suuruusluokan arvioiminen.

Maapohjan painumaa arvioitaessa on kiinnitettävä huomiota lähinnä konsolidaatiopainumaan. Muilla painumalajeilla ei yleensä ole määräävää merkitystä, sillä maapadon varmuuden syvälle maapohjaan muodostuvia liukupintoja pitkin tapahtuvaa sortumaa vastaan on oltava niin suuri, etteivät esim. leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuvat (plastiset) painumat saa muodostua määrääviksi. Konsolidaatiopainumaa laskettaessa tarvittava kokoonpuristuvuusmoduuli määritetään ödometrikokeen avulla, jos maapohjassa esiintyy koheesio- tai silttimaalajeja tai jos padon rakentamiseen käytetään näitä maalajeja. Moreenien ja karkearakeisten maalajien moduuli arvioidaan tiiviiden perusteella. Maapadon rakentamiseen käy-



$$u = \gamma_w (h - h')$$

u = huokosvedenpaine

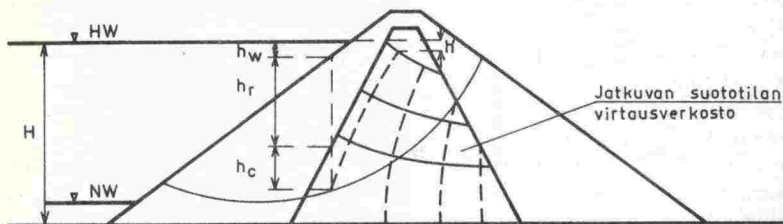
γ_w = veden tilavuuspaino

Virtausviiva

Ekvipotentiaaliivi

Kuva 166:

Maapadon vakavuus käyttötilassa (jatkuva suototilassa) lasketaan virtausverkoston avulla määritetyn huokospaineen perusteella. Kuvaan on piirretty jatkuvan suototilan virtausverkosto maapadon tiivistyssydämessä.



Huokosvedenpaine jatkuvassa suototilassa (u_0)

$$u_0 = \gamma_w h_c + \gamma_w h_r + \gamma_w h_w - \gamma_w h'$$

Huokosvedenpaineen muutos (Δu)

$$\Delta u = \bar{B} \cdot \Delta \bar{\sigma} = \bar{B} [\gamma_w h_w + (\gamma_r - \gamma_r') h_r]$$

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \bar{\sigma}} \approx 1.0 \text{ (tiivisteenä käytettävissä maalajeissa)}$$

Huokosvedenpaine vedenpinnan nopean laskeutumisen yhteydessä

$$u_0 - \Delta u = \gamma_w h_c - \gamma_w h' + (1 - \bar{B}) \gamma_w h_w + [1 - \bar{B} (\gamma_r - \gamma_r')] h_r$$

γ_w = veden tilavuuspaino

γ_r = vedellä kyllästetyn etupengermateriaalin tilavuuspaino

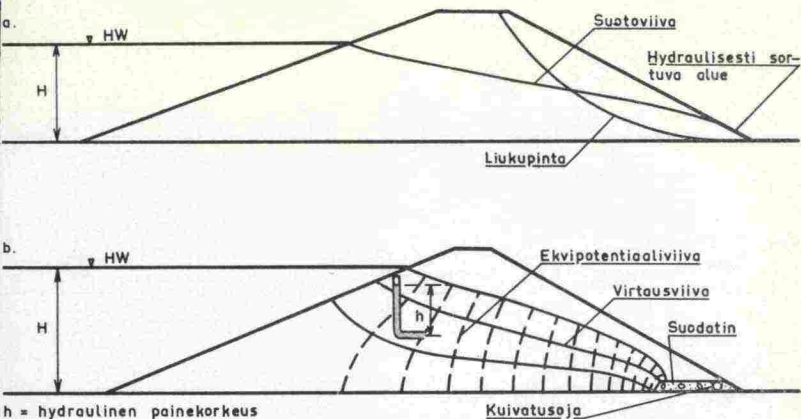
γ_r' = kostean etupengermateriaalin tilavuuspaino

$\Delta \bar{\sigma}$ = jännityksen muutos

\bar{B} = huokospaineparametri

Kuva 167:

Vedenpinnan nopean laskeutumisen johdosta maapadon muodostuva huokosvedenpaine arvioidaan helpommin jatkuvan suototilan virtausverkoston avulla (Kjärnsli 1960).



Kuva 168:

Huonosti vettäläpäisevälle maapohjalle rakennettu maapato. Kuvassa a padossa ei ole kuivatusjärjestelmää. Suotovesi purkautuu ulos padon kuivasta luiskasta, johon muodostuu lähteitä (hydraulisia sortumia). Kuvassa b suotovesi on ohjattu suodattimen kautta kuivatusejaan.

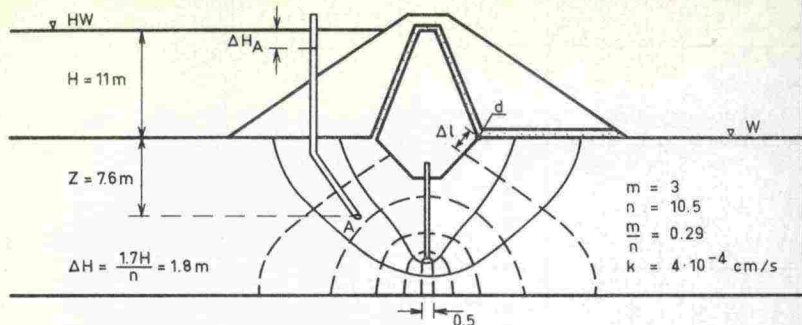
tettävien maalajien moduuli, joka tarvitaan itse padon painumaa laskettaessa arvioidaan myös tiiviiden perusteella. Em. karkearakeisten maalajien kokoonpuristuvuusmoduulin arvioimiseen voidaan myös käyttää ödometrikoetta. Koe on tällöin tehtävä siinä tiiviudessa, jossa maalajit esiintyvät rakennuspaikalla. Patomateriaalin painuman arvioimiseen soveltuvan laskumenetelmän on kehittänyt mm. Matl (Bodenmechanik II, 1964).

3.343 SUOTOVIRTAUKSET

Maapato on suunniteltava siten, että sen alitse ja lävitse käytännöllisesti katsoen koko padon käyttöajan jatkuvasti tapahtuva suotovirtaus ei vaurioita patoa eikä sen alla olevaa maapohjaa. Täysin vettäpitävän maapadon rakentaminen ei ole mahdol-

lista. Suotovirtauksesta ei ole kuitenkaan haittaa padon kestävyydelle, jos veden virtausnopeus ei ylitä kullekin maalajille ominaista kriittistä nopeutta ja jos virtausgradientti (hydraulinen putous) pysyy myös maalajista riippuvaa kriittistä arvoa pienempänä. Suotovirtauksen aiheuttamat vauriot esiintyvät maapadoissa tavallisesti niissä kohdissa, joissa vesi purkautuu ulos ja lisäksi niissä kohdissa, joissa huonommin vettäläpäisevästä materiaalista rakennetusta kerroksesta virtaava vesi purkautuu paremmin vettäläpäisevään suodatintms. kerrokseen. Virtaavan veden patomateriaaliin aiheuttamat voimat arvioidaan kohdassa 1.8 esitetyllä tavalla.

Padon kestävyiden kannalta vaarallisin suotovirtaus esiintyy tavallisesti ns. käyttötilassa, kun veden-



m = virtauskanavien määrä

n = ekvipotentiaaliviivojen välien määrä

k = keskimääräinen vedenläpäisevyydenkerroin

Padon alitse suotautuva vesimäärä (Q)

$$Q = \frac{m}{n} k \cdot H = 0.29 \cdot 4 \cdot 10^{-4} \cdot 1100 \cdot 8.64 = 1.06 \text{ m}^3 \text{ vrk:ssa metriä kohti}$$

Huokospaine pisteessä A (u_A)

$$u_A = \gamma_w (Z + H - \Delta H_A) = 1.0 (7.6 + 11.0 - 1.8) = 16.8 \text{ t/m}^2$$

Hydraulinen putous pisteessä d (i_0)

$$i_0 = \frac{H}{n \cdot \Delta l} = \frac{11.0}{10.5 \cdot 2.4} = 0.44$$

Kuva 169:

Vettäläpäisevälle maapohjalle rakennetun maapadon alitse suotautuva vesimäärä arvioidaan virtausverkoston avulla. Tämän verkoston avulla voidaan lisäksi arvioida huokosvedenpaine ja hydraulinen putous virtauskentän eri kohdissa (Janbu 1960).

pinta on ollut HW:n korkeudella (tai muulla määrävällä korkeudella) niin kauan, että patoon on ehtinyt muodostua jatkuva suototila. Tässä virtaustilassa kuivan luiskan alaosassa tapahtuu herkästi hydraulisia sortumia, jotka saattavat edelleen aiheuttaa luiskan sortumisen liukumalla, ellei padon lävitse virtaavaa vettä ohjata suodatinkerrosten kautta erityiseen kuivatusjärjestelmään (kuva 168). Vettä hyvin läpäisevien suodatinkerrosten ja kuivatusjärjestelmän (salaojen) sijainti määrää jatkuvan suototilan virtausverkoston muodon. Maapadon suunnittelussa joudutaan tämän vuoksi piirtämään (ainakin

likimääräisesti) useita erilaisia jatkuvan suototilan virtausverkostoja suodatinkerrosten ja kuivatusjärjestelmän suunnittelua varten. Padon lopullisten mittojen määräämisen virtausverkoston (kuva 169) avulla on tarkistettava, ettei padon missään osassa pääse tapahtumaan hydraulisia sortumia eikä virtaavan veden aiheuttamaa sisäistä eroosiota.

Jos maapohjassa esiintyy hyvin vettä läpäiseviä kerroksia, keskittyy padon alitse tapahtuva suotovirtaus pääasiallisesti näihin kerroksiin. Padon alitse suotautunut vesi saattaa purkautua maanpintaan useiden kymmenien jopa satojenkin metrien pääs-

sä padon kuivan liuskan takana. Maanpintaan ilmestyy tällöin lähteitä ja ylimmät maakerrokset saattavat huokosvedenpaineen johdosta menettää täydellisesti lujuutensa. Pohjatutkimusten yhteydessä on kiinnitettävä erityistä huomiota rakennuspaikalla esiintyvien maakerrosten sijaintiin niin, että patoon voidaan suunnitella tarvittavat tiivisteet ja kuivatusjärjestelmät. Padon rakennussuunnitelmassa on tarvittaessa mainittava pienin sallittu etäisyys, josta saadaan ottaa padon rakentamiseen tarvittavia maalajeja, sillä käytännössä on todettu, että liian lähellä patoa oleva maanottoaikka edistää padon alitse tapahtuvaa suotovirtausta.

3.344 TOIMENPITEET VEDENPITÄVYYDEN SAAVUTTAMISEKSI

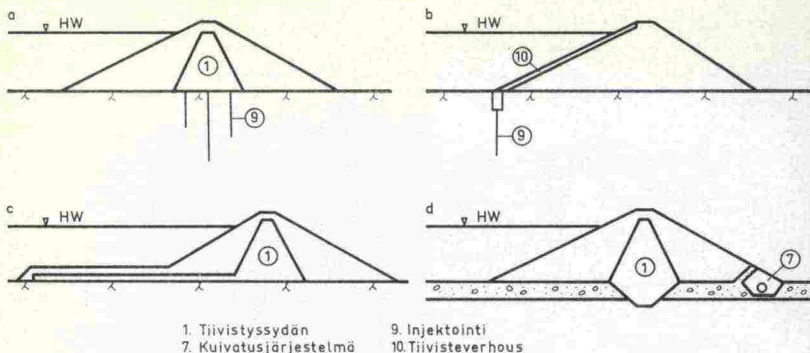
Maapadon kestävyuden lisäämiseksi ja padon lävitse ja alitse tapahtuvan suotovirtauksen aiheuttamien vahinkojen poistamiseksi maapatoon suunnitellaan erilaisia tiivisterakenteita. Suomen olosuhteissa tulevat kysymykseen tavallisesti seuraavat rakenteet:

- Maasta rakennettu tiivistesydän
- Puu- ja teräsponteista rakennetut tiivisteseinät
- Betoniseinät
- Maainjektointi
- Kallion injektointi.

Tiivistesydän, joka on maapadon tärkein osa, rakennetaan tavallisesti vettä huonosti läpäisevistä maalajeista. Suomen olosuhteissa hieta- ja hiekkamoreenit soveltuvat yleensä parhaiten

tiivistesydämen rakentamiseen. Tiivistesydän voidaan rakentaa varsinkin mataliin patoihin myös kuivakuorikerroksesta otetuista koheesio- ja silttimaalajeista. Tiivistesydämen rakentamiseen käytettävän maalajin vedenläpäisevyys ei yleensä saisi olla suurempi kuin $10^{-5} \dots 10^{-4,5}$ cm/s. Tiivistesydän ulotetaan tarvittaessa niin syvälle, että se katkaisee suotovirtauksen padon alla mahdollisesti olevissa vettäläpäisevissä maakerroksissa. Sydän voidaan rakentaa joko padon keskelle kuvassa 170a esitetyllä tavalla tai vinoon asentoon määrän luiskan puolelle. Padon keskelle sijoitetun sydämen rakentaminen on yleensä helpompaa kuin vinon sydämen rakentaminen. Vino sydän tulee kysymykseen lähinnä silloin, kun tukipenkereeseen soveltuvia rakennusmateriaaleja (esim. louhosta) on helpposti saatavissa rakennuspaikan läheisyydestä. Maasta rakennettu tiivistesydän ympäröidään tavallisesti suodatinkerroksilla, jotka on mitoittettava ns. suodatinkriteerioiden perusteella. Tiivistesydämen paksaus selvitetään jatkuvan suototilan virtausverkostoa apuna käyttäen vakavuuslaskelmien avulla. Tarvittaessa on lisäksi tarkistettava tiivistesydämen ja padon muiden osien mahdolliset painumaerot painumalaskelmien avulla.

Jos tiivistesydämen rakentamiseen soveltuvia maalajeja ei ole saatavissa rakennuspaikan läheisyydessä, rakennetaan sydän erilaisista tekoaineista. Sydän on tällöin ohut ja se sijoitetaan joko padon sisälle tai vedenpuoleiseen luiskaan (kuva 170 b). Luiskaan sijoitettu tiiviste voidaan



Kuva 170:

Kaavio erilaisista maapadon tiivistysmenetelmistä.

rakentaa betonista, asfalttibetonista, teräslevyistä, muovikalvoista ja puusta. Tällaisen tiiviin pintaverhouksen heikoimmiksi kohdiksi muodostuvat tavallisesti saumat. Tiivisteverho on liitettävä alla olevan kallion pintaan tai maapohjaan siten, ettei liittymäkohta vuoda. Pinnassa oleva tiiviste rikkoutuu herkästi lämpötilan vaihteluista aiheutuvien jännitysten johdosta. Asfalttibetonia valmistavien tienpäällystekoneiden kehittymisen ansiosta on myös kaltevien pintojen päällystämisen tällä materiaalilla tullut mahdolliseksi. Tämän vuoksi asfalttibetonisten pintatiivisteiden käyttö on yleistynyt. Tiivistekerros voidaan sijoittaa myös padon sisään (tavallisesti keskelle). Tällöin tulevat kysymykseen teräsbetonista, puusta ja asfaltista valmistetut tiivisteseinät.

Padon eri osat, tiivistesydän, suodatinkerrokset ja tukipenkeret voidaan käytännöllisesti katsoen aina rakentaa siten, että ne täyttävät haluttu vaatimukset. Padon alla olevan

maaperän ominaisuuksien parantamis- mahdollisuudet ovat sitä vastoin rajoitetut. Jos pato rakennetaan vettäläpäisevälle maapohjalle, on tällöin kiinnitettävä erityistä huomiota sisäiseen eroosioon ja padon vakavuudelle haitallisiin huokospaineisiin. Vuotamista voidaan pienentää pidentämällä vuotomatkaa (kuva 170 c). Vuotomatkaa pidennetään tavallisesti maasta rakennetulla patjalla, joka liittyy maapadon sydämeen. Vuotovedet on ohjattava salaojiin (kuva 170 d). Tehokkain maapadon alitse tapahtuvien vuotojen estämiskeino on vettäläpäisevien kerrosten täydellinen katkaiseminen. Tämä voidaan suorittaa joko rakentamalla vettäläpäisevien kerrosten lävitse ulottuva seinä betonista, teräsponteista, betonipaaluista tai injektioimalla maapohja savella, sementillä, kemikaaleilla tms. (ks. kohta 3.554).

Injektointiverhon (tiivistein) rakentaminen on yleensä mahdollista sora- ja hiekkakerroksia sisältävässä maa-

perässä. Injektointiseoksen virkosi-
teettia on muutettava maan veden-
läpäisevyyden muuttuessa. Maan in-
jektointiin käytetään nykyisin mm.
mansettiputkimenetelmää, jolloin voi-
daan käyttää useita erilaisia injek-
tointiseoksia samassa maakerroksessa.
Tällöin maan suurimmat huokokset
voidaan täyttää esim. sementtiseok-
sella. Injektointia voidaan täydentää
bentoniittiseoksella ja kemikaaleilla.

Kun maapato perustetaan kalliolle,
ovat injektointityöt yleensä vähäisiä.
Kallion pinta on käsiteltävä siten,
ettei padon sydämen ja kallion välille
muodostu vettäjohtavaa kerrosta. Hal-
keamat puhdistetaan ja täytetään be-
tonilla siten, että kalliota vasten tule-
vat maalajit voidaan tiivistää koneel-
lisesti. Kallion pinnalla olevat hal-
keamat tiivistetään injektoimalla.

3.35 PADON RAKENTAMINEN

Maapadot rakennettiin aikaisemmin
pääasiallisesti sulan maan aikana; ke-
vällä, kesällä ja syksyllä. Viime vuo-
sina on maapatotöitä tehty osittain
myös talvella. Varsinkin rakennuspai-
kan raivaus- ja massanvaihtotyöt sekä
lisäksi verhoustyöt voidaan tehdä
myös talvella. Tiivistesydämen raken-
taminen on kuitenkin aina pyrittävä
suorittamaan sulan maan aikana.

Maapatotöiden suorittamista ja val-
vontaa on käsitelty mm. maapatotöi-
den suoritus- ja valvontaohjeissa (RIL
1959).

Maapatotöiden onnistuminen riip-
puu mm. seuraavista tekijöistä:

— Rakennussuunnitelmasta ja sen laa-
timisen yhteydessä tehtyjen pohja-
tutkimusten tarkkuudesta.

- Rakentajan kokemuksesta ja käy-
tettävissä olevasta kalustosta.
- Työn valvojien kokemuksesta.
- Rakennuttajan, suunnittelijan ja
työn suorittajan (urakoitsijan) yh-
teistyöstä rakennustyön aikana.

Maapadon rakennustyön välttämä-
tön edellytys on se, että työ annea-
taan urakoitsijalle, jolla on käytettä-
vissä maapatojen rakennustyöhön pe-
rehtynyt työnjohto ja lisäksi tarvit-
tava kalusto. Maapatotöissä tapahtu-
neisiin urakka-ajan ylityksiin ja mui-
hin epäonnistumisiin on tavallisesti
ollut syynä se, ettei urakoitsija ole
osannut lukea suunnitelman asiakir-
joja ja määrittää niiden perusteella
työhön parhaiten soveltuvaa kalustoa.
Erityistä vaikeutta ovat tuottaneet
oikeiden johtopäätösten tekeminen
geoteknillisistä tutkimustuloksista. Tä-
män vuoksi näyttäisi tarkoituksenmu-
kaiselta, että urakoitsijalle selvitetäi-
siin rakennuttajan toimesta (suunnit-
telijan avulla) jo urakan tarjousvai-
heessa työhön liittyvät geoteknilliset
vaikeudet.

Maapadon rakennustyön ajaksi on
työmaalle perustettava erityinen val-
vontaorganisaatio, joka huolehtii mm.
työn aikana tehtävistä tarkkailututki-
muksista. Valvontaorganisaation joh-
toon on valittava työhön perehtynyt
henkilö, jolla on apunaan riittävän
laaja erilaisiin laboratorio- ym. tehtä-
viin perehtynyt henkilökunta. Hen-
kilökunnan laajuus on määritettävä
siten, että valvonnan tehokkuus ei
kärsi, vaikka rakennustyötä suoritet-
taisiin kolmessa vuorossa.

Rakennuttajan, suunnittelijan ja urakoitsijan välistä yhteistyötä rakennustyön aikana ei ole aina järjestetty parhaimmalla mahdollisella tavalla. Erityisesti suunnittelijan osuus yhteistyössä on välttämätön, koska maapadon rakennussuunnitelmaa joudutaan aina työn aikana tavalla tai toisella muuttamaan. Maapadon rakennussuunnitelma valmistuu tavallisesti vasta sitten, kun padon rakennustyö on päättynyt.

Kuten edellä on mainittu, maapadon rakennustyön onnistumisen ehtona on se, että työssä käytetään olosuhteisiin sopivia koneita. Maansiirtokoneet on valittava siten, ettei työmaateiden tilapäinen heikkeneminen esim. sateiden aikana keskeytä työtä. Jos käytettävissä ei ole selkeää maansiirtokalustoa, joka pystyy liikkumaan myös heikosti kantavalla ja upottavalla maapohjalla, on työmaatiet rakennettava siten, että ne kestävät raskaan liikenteen myös kosteimpina vuodenaikoina. Maapadon eri osien tiivistämiseen käytettävät jyrät yms. on valittava siten, ettei tiivistettävien massojen tilapäinen vesipitoisuuden lisääntyminen keskeytä rakennustyötä, jos ylikosteiden massojen tiivistäminen on mahdollista padon kestävyyspuolesta. Tiivistämiseen käytettävien koneiden paino näyttelee ratkaisevaa osaa varsinkin em. ylikosteita massoja tiivistettäessä. Ylikosteilla massoilla tarkoitetaan tässä yhteydessä sellaisia maalajeja, joiden vesipitoisuus rakennuspaikalle ajettuna on selvästi Proctor-menettelmällä määritettyä optimivesipitoisuutta suurempi. Ylikosteiden massojen ti-

vistäminen haluttuun tiiviyteen on mahdollista uusilla raskailla täryjyillä. Näiden jyrrien ansiosta voidaan varsinkin paksuissa tiivistesydämissä käyttää myös suurehkoja kiviä ja lohkeareita, ja massa voidaan tiivistää jopa 70...100 cm paksuisina kerroksina.

Välttämätön edellytys padon rakennustyön onnistumiselle on rakentajan, suunnittelijan ja valvojen ammattitaidon ja kokemuksen lisäksi myös se, että rakennustyön suunnitteluun varataan riittävästi aikaa niin, että urakoitsijalla on tilaisuus valita työhön parhaiten soveltuvat koneet sekä mahdollisuus järjestää työmaan organisaatio parhaalla mahdollisella tavalla.

3.36 RAKENNUSTYÖN VALVONTAOHJEET

Kuten edellä on mainittu, on maapadon rakennustyön valvontaa varten perustettava erityinen valvontaorganisaatio, joka työskentelee vastaavan työpäällikön johdossa. Valvontaorganisaatioon kuuluvien henkilöiden on tunnettava rakennussuunnitelma kaikine yksityiskohtineen ja lisäksi urakoitsijan työsuunnitelma ja edelleen työssä käytettävien koneiden tarkkailutehtäville asettamat vaatimukset. Valvontaorganisaation on oltava jatkuvassa yhteydessä suunnittelijaan ja urakoitsijan vastaavaan työnjohtoon. Valvontaorganisaation tehtäviin kuuluu:

- Rakennuttajan työpäällikön avustaminen työhön liittyvissä yksityiskohdissa.

Urakoitsijan avustaminen työmenetelmiä suunniteltaessa ja kokeiltaessa.

Rakennussuunnitelman työselityksessä määrättyjen tarkkailutoimenpiteiden suorittaminen ja tulosten tiedottaminen työnjohdolle, urakoitsijalle ja suunnittelijalle.

Maapadon rakennustyötä aloitettaessa joudutaan tavallisesti selvittämään urakoitsijan työkaluston soveltuvuus erilaisiin tehtäviin. Varsinkin tiivistämiseen käytettävien koneiden teho on selvitettävä työtä aloitettaessa rakennuspaikalla siten, että urakoitsijalle voidaan osoittaa padon eri vyöhykkeiden rakennustyössä käytettävät tarkoituksenmukaiset kerrospaksuudet ja eri kerrosten tiivistämiseen tarvittava työmäärä (ajokertojen määrä). Tätä selvitystä (kenttäkoetta) tehtäessä on myös suunnittelijan oltava läsnä. Tarkoituksenmukainen työmenetelmä sovitaan työmaakokouksessa, jossa ovat läsnä rakennuttajan ja urakoitsijan edustajien lisäksi myös suunnittelija ja valvontaorganisaatiosta vastaava työnjohto. Jos kenttäkokeen perusteella joudutaan muuttamaan rakennussuunnitelmaa, on tästä tehtävä selvä ja yksikäsitteinen merkintä työmaakokouksen pöytäkirjaan.

Valvontaorganisaation tärkein tehtävä on rakennussuunnitelmassa määrättyjen tarkkailutoimenpiteiden suorittaminen. Tätä varten on työmaalle perustettava erityinen laboratorio, joka huolehtii kaikista padon laaduntarkkailuun liittyvistä laboratoriokohteista. Laaduntarkkailu kohdistuu lä-

hinnä tuki- ja etupenkereen sekä tiivistesydämen ja suodatinkerrosten rakentamiseen käytettävien maalajien laadun- ja tiiviyn tarkkailuun. Patoon tiivistetystä materiaalista on tämän vuoksi otettava jatkuvasti (kai-kissa työvuoroissa) maanäytteitä, joista määritetään tavallisesti rakeisuus, vesipitoisuus ja tiiviys. Tarkkailututkimusten tiheys on mainittu rakennussuunnitelman työselityksessä. Työselityksessä annetuista ohjeista saa poiketa vain suunnittelijan suostumuksella.

Valvontaorganisaation tehtäviin kuuluvat myös maanottopaikkojen täydennystutkimukset rakennustyön aikana ja mahdollisesti uusien suunnitteluvaiheessa tutkimatta jääneiden maanottopaikkojen käyttökelpoisuuden selvittäminen.

Valvontaorganisaatio huolehtii myös erilaisista mittaustehtävistä, jotka on mainittu rakennussuunnitelman työselityksessä. Tällaisia tehtäviä ovat mm. huokosvedenpaineen ja padon painumien mittaamiseksi tarkoitettujen laitteiden asentaminen ja jatkuvien havaintojen suorittaminen. Kylmän sään aikana saattaa osoittautua tarkoituksenmukaiseksi, että valvontaorganisaatio seuraa säännöllisesti myös patoon käytettävien materiaalien lämpötilaa. Eräissä tapauksissa ovat myös urakoitsijat pyytäneet erillisiä havaintoja ja mittauksia, jotka yleensä voidaan antaa valvontaorganisaation tehtäväksi.

3.4 Kallioluolat ja -tunnelit

3.41 KALLIOTILOJEN SUUNNITTELU

3.411 PERUSLINJAT

Perustuen siihen, mitä kohdassa 1.9 on sanottu kallioperästä ja sen mekaniikasta, voidaan kallioon rakentaa mitä moninaisimpia inhimillisen elämän tarvitsemia tiloja malmeja tuottavien kaivosten lisäksi. Suunnittelija ei saa kuitenkaan sijoittaa kallion sisään jotakin maanpäällistä standardiratkaisua, vaan rakenne on tarkkaan muotoiltava kyseisen kallion mukaisesti. Tilat saattavat tällöin tulla halvemmiksikin kuin maanpäälliset rakenteet.

Hyvän lopputuloksen saavuttamiseksi joutuu tällä kentällä kolme eri alan teknikkaa toimimaan tiiviisti yhteistyössä: projektin suunnittelija, rakenteiden suunnittelija ja vuoriteknikko.

On lähdettävä siitä, että vaihtoehtoisia paikkoja tai muotoja sallittaessa saavutetaan valmistuksen kannalta taloudellisin tulos. Niinikään on otettava huomioon, että sisäänmenopaikat muodostuvat helposti pullonkauloiksi. Nykyisen kiivaasti kehittyvän poraustekniikan ansiosta on tyhjennyslasteraus valmistuksen tahdin määrääjä.

3.412 KALLIOMEKAANISET TUTKIMUKSET

Pohjatutkimuksista on saatu selville kalliopinnan vaihtelu. Seisminen tutkimus on antanut tiedot paitsi maakerroksen paksuudesta, myös mah-

dollisista ruhjevyyöhykkeistä, joissa seismisen aallon nopeus on ollut alhaisempi. Nämä kohdat ovat koetintangot paikantaneet. Vielä on vaihtoehtoja. Näistä valitaan ensin yksi myös timanttikairattavaksi siinä tapauksessa, että projektin laajuus sitä vaatii.

Kairauksella on seismisen tutkimuksen kanssa tarkoituksena määrittää kallion lujuus, kuten on esitetty kohdassa 1.9.22 sekä, arvostella kalliovahvistuksen tarve esi-injektointi mukaanluettuna, jos rakoisuustekijä c_g on liian matala. Tutkittavaksi kairareian osaksi otetaan se osa, joka läpäisee tulevan kalliotila-alueen. (Esi-injektointireikänä voidaan käyttää myös jo porattuja tutkimusreikiä.)

Kaavojen

$$c_g = \frac{1}{2S} \left(\frac{P_0}{P_1} + \frac{K^2}{n} \right) \text{ ja } \sigma_K = c_g \sigma_p$$

arvot saadaan kenttätutkimuksista. Tulosta käytetään holvien parametrien ja luiskien kaltevuuden määrittämiseen. Vain erikoistapauksissa on kallioissa vallitsevat primääriset jännitykset mitattava. Siihen voidaan käyttää Hastin mittaria, jolloin saadaan jännitysellipsoidit täydentämään rakoilun ja kaateen sekä kulun suuntauksesta joka tapauksessa tehtävää karttaa.

3.413 VAIHTOEHTOISET PAIKAT

Seuraavat kallioperästä ja annetusta projektista johtuvat seikat on punnittava:

- mikä laatu on riittävä, saako vettä vuotaa sisään,
- mihin poistettava kivi käytetään,
- suuremmat vahvistuskustannukset (ehkä 25 % luolapituuksista) vaihtoehtoisesti esi-injektointi tai suurempi louhintamäärä sisääntulona,
- maantie- tai rautatieleikkauksen asemesta liikennetunneli,
- syvempi sijoitus kaviteettien välttämiseksi,
- tunnelien kuivattava vaikutus, josta on seurauksena yläpuolella olevan maan laskeutumista,
- laskeva spiraalitie vai kuilu sisääntuloaukkona. Edellisen hinta on juoksumetriä kohti n. 1/10 osa jälkimmäisen hinnasta.

Kuvat 171 ja 172 esittävät tunnelien maasto-olosuhteista johtuvia sijoitustapoja.

3.414 TUNNELIEN SIOJITUS, MITOITUS JA MUOTOILU

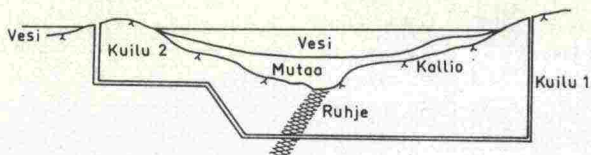
Sisääntulolta vaaditaan lyhimmat mahdolliset kuljetusmatkat erikoisesti jos lisäaukkoja tarvitaan. Jos ehdottomasti on haluttu välttää toisen aukon aiheuttamaa ylimääräistä louhintaa, on heti alussa suunniteltava, mitä tehdään aukon tilapäisesti sulkeutuessa. Sisääntuloleikkauksen paikka on valittava niin, ettei se ole rotkojen tms. jatkeena, vaan se sijoitetaan niin, että päästään lyhyellä esi-leikkauksella tunneliin. Se on tehtävä riittävän leveäksi jääkiilojen seiniltä pudottamien lohcareiden vuoksi. Edelleen tien pituuskaltevuus ei mielellään saisi olla jyr-

kempi kuin 1:10. Lisäksi on hoidettava ojitus ja lämmitys talviolosuhteissa, mikä voidaan järjestää betonoimalla tie ja sijoittamalla betonin sisään vastuslankoja. Otsan kattokorkeudeksi riittää 0.75 \times tunnelin leveys. Rikkinäinen sisääntulokohta on varustettava betoniholvilla.

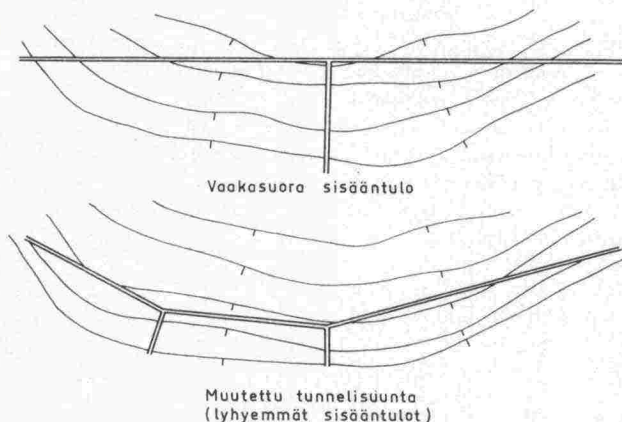
Sisääntulon mitoituksen määräävät sen lopullinen käyttötarkoitus ja louhinnan tarvitseman kaluston koko. Esim. öljysäiliö tarvitsee sisääntulon, johon mahtuvat putket; sepelisiilo tarvitsee sisääntulon, johon mahtuu kuorma-auto ja suojahuoneen aukot määrää aikayksikössä läpi kulkevien henkilöiden luku. Voimalaitoksen sisääntulon suuruuden määrää suurin sisäänkuljetettava koneyksikkö. Esi-merkkien tapaukset eivät useinkaan anna halpuudestaan huolimatta halvinta kokonaistulosta, sillä kuvaan tulevat seuraavat louhintateknilliset tehoa lisäävät ja kokonaiskustannuksia alentavat aukon suurentamista tai niiden lukumäärän lisäämistä puoltavat seikat:

- 1) kuljetuskalusto, 2) lastauskoneet, 3) tarpeelliset jalankulkuväylät, 4) apuvälineet, kuten sähkö-, vesi- ja paineilmajohdot ja tuuletusputket.

Jo vanhastaan on havaittu holvi- muodon kestävän silloissa, ovissa ja ikkunoissa. Kattoholvin määrittäminen eri olosuhteissa on esitetty kohdassa 1.942. Kuvista 173...176 ilmenee periaatteellisesti, miten holvi sijoitetaan erilaisissa kalliotapauksissa. Holvin muotoa on siis korjattava



Kuva 171:
Tunnelin siirto syvemmälle.

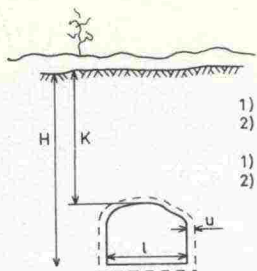


Kuva 172:
Tunnelin suunnan muutos sisääntulosten johdosta.

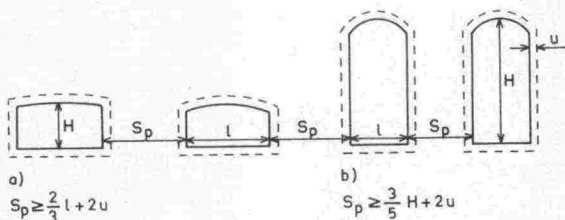
kallion mukaan. Tunneliholville voidaan myös valita kuvan 177 esittämän siiloaukon holvutumisen kanssa analoginen holvi. Sekundääristen jännitystilojen pienentämisen vuoksi on pyrittävä poikkileikkauksessa pyöreisiin muotoihin. Tämä on edullista myös nykyisille porausjumboillekin.

Sisääntulon kaltevuus määräytyy usein lopullisen tarkoituksen mukaan, tavallisesti 1:10. Raidekuljetuksen kaltevuus on 1:40, mutta autokuljetustunnelit voidaan tehdä kaltevuuteen 1:7. Vesitunnelien kaltevuuden

täytyy olla virtauksen mukainen, jos tunneli on täynnä vettä. Laskutunnelin ajaminen aiheuttaa työn aikana pumppausvaikeuksia. Kuva 178 esittää, miten laskut voidaan välttää tekemällä ilmatyynypaikkoihin ilmareiät. Tunnelit, jotka eivät ole täynnä vettä, eivät tarvitse ilmareiä. Työnaikaista veden poistoa varten suositellaan tunneleille seuraavia kaltevuusarvoja: 1:800 (125 ‰) pitkissä tunneleissa, joissa on kunnolliset ojat; 1:500 (2 ‰). Kaltevuus tunneleissa, joiden sivuoja on 0.30



- 1) $K = L + u$ rakovapaa
 2) $K = 2L + u$ keskinkert. rakofrekvenssi
 tai
 1) $H = h + v + l$ $v = \text{holvikorkeus}$
 2) $H = h + v + 2l$ $h = \text{siivukorkeus}$



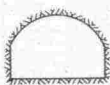
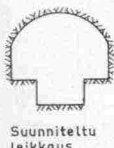
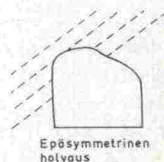
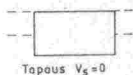
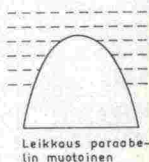
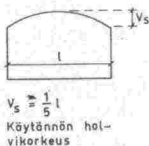
Kuva 173:

Nyrkkisääntö pilaripaksuudesta ja kattokorkeudesta.



Kuva 174:

Tilan ja rakojen suuntien keskinäinen suhde.



Vaihtoehtoiset leikkaukset, jotka ovat halvempia louhia

Kuva 175:

Tunnelin poikkileikkauksen käytännöllisiä vaihtoehtoja.

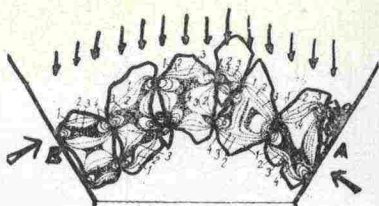
Kuva 176:

Holvin muoto eri rakosuuntauksissa.

m kalliopohjan alapuolella eli 0.5 m tienpinnan alapuolella; 1: 300 (3.3 ‰) kaltevuudella ei ole suurempia vedenvirtausvaikeuksia, mutta veden ohjaus sivulle vähentää tien hoitokustannuksia ja säästää renkaita.

3.415 LUOLIAN MUOTOILU JA PILARISTO

Luola on lyhyt, leveä tunneli. Sama kattokorkeus on ylläpidettävä, jos suinkin mahdollista. Korkeuden muutos aiheuttaa hankalia rusnaus- sekä vahvistustoimenpiteitä. Jännevälillä on sanottava, että se suomalaisessa kalliossa yleensä voi olla 15... 20 m (suurin tällä hetkellä on 25 m). Asia on selvitettävä kohdissa 1.94 ja 1.95 esitetyllä tavalla. Yläpuolella olevan kallion paksuuden tulee olla suurempi kuin e.m. laskelmalla saatu holvikorkeus. Luolalla on tavallisesti korkeammat seinät kuin tunnelilla. Sen vuoksi hyllyjen tekoa täyttyä välttää, sillä koko seinä voi tällöin joutua rusnattavaksi. Lattiaan ei niinkään saa suunnitella monimutkaista viemäri- tai putkistoverkkoa, joka aiheuttaa vain ylimääräisten kivimassojen poiskuljetuksen, mikä sitten korvataan täytebetonilla. Usean samansuuntaisen rinnakkaisen luolan pilarivälistä antaa kuva 173 nyrkkisäännön $Sp = \frac{2}{3} l$ tai $\frac{3}{5} H$, joista suurin valitaan. Kaava (96) kohdassa 1.943 esittää asian matemaattisen ap-roksimoinnin. Siloammunta ja seisminen kontrolli on suositeltavaa, jottei vierellä olevaa valmista luolaa rikota. Kohdan 1.9 taulukon 5 arvoja on käytettävä latausta suoritettaessa.



Kuva 177:

Siilon luukun holvautuminen.



Kuva 178:

Kokonaan vedellä täytettävän tunnelin ajotapa.

Luolia yhdistävät aukot on mikäli mahdollista sijoitettava niiden päihin välttämättä turhaa leveyttä. Edelleen on tärkeää, että suunnittelu on konstruointi on ehtinyt niin pitkälle, että kaikki louhintatoimenpiteet ovat selvillä, kun siihen ryhdytään, jolloin ammunta voidaan suorittaa sille edullisimmassa järjestyksessä. Sen määräävät kallion eheänä säilyttämistarve sekä taloudellinen kuljetustapa. Yleisesti kattoholvin varustetut suora-kaiteen muotoiset tai leikkaukseltaan ellipsin muotoiset tilat ovat sekä hyvät louhia että jäljelle jäävää kalliota säästäviä. Kuvasta 179 ilmenee eräs suositus-esimerkki louhintajärjestyksestä ja mitoituksen muuttumisesta. Suunnittelijan on syytä piirtää betonoitavat paikat totuuden mukaisesti, kuten kuva 180 osoittaa. Tapaus a on teoreettinen ja siis väärä esitys, tapaus b on totuudenmukainen ja oikea.

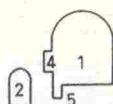
3.42 LUOLIEN JA TUNNELIEN RAKENTAMINEN

Itse työhön kuuluvista osasuorituksista on saatavissa seikkaperäinen selostus RIL:n Maa- ja vesirakennuksen käsikirjan (1968) kohdista 8.31—8.36. Sen vuoksi tässä esitetään toteuttamisen vaihtoehtoja, liikuntojen tarkkailua ja osasuunnitelmia.

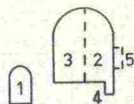
3.421 KALLIOTILAN RAKENTAMISEN SUUNNITTELUVAIHEET

Kalliomekaniikka on kiinteässä kehitysvaiheessa ja siitä syystä on suunnitelman oltava dynaaminen. Luola-projektia varten voidaan erottaa seuraavat vaiheet:

- 1) Ennakoiva projektisuunnittelu
- 2) Yksityiskohtainen suunnittelu (aikataulu)
- 3) Konstruktiivinen muotoilu lähtökohtana laitoksen toiminta ja sen louhintateknilliset näkökohdat (ohjeet kohdista 1.9 ja 3.41)
- 4) Sisäänmenokohtien suunnittelu (aika ja massalaskenta)
- 5) Louhintatyön ja siihen liittyvien aputoimenpiteiden yksityiskohtainen suunnittelu:
 - a) tyhjennyslasteraus (yleensä määrää tehon)
 - b) poraus, lataus, ammunta (joustavasti muutettavissa)
 - c) aputoimenpiteet (tuuletus, paineilma, seisminen ja kalliomekaaninen kontrolli)
 - d) muut työt (sisääntulon ulkopuolella olevat työt.
- 6) Aika- ja kustannustarkastus.



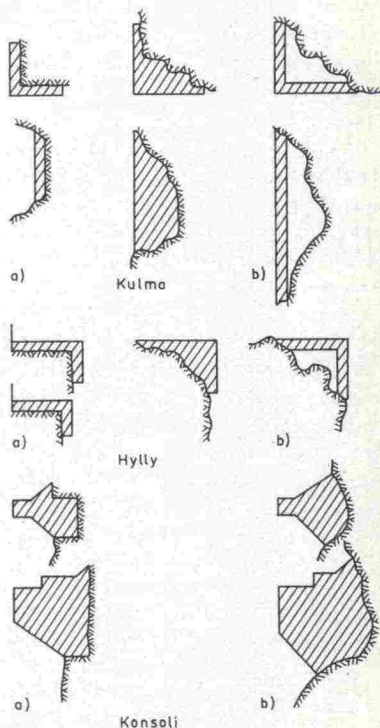
Väärä louhintajärjestys



Oikea järjestys: Oja 4 siirretty. Hyllä 5 on korvattava tunnelin levenämisellä, jos on mahdollista.

Kuva 179:

Oikean louhintajärjestyksen valinta.



Kuva 180:

Ohjeita suunnittelijoille kalliokulmista.

Kun laitoksen rakennustyö alkaa, on olemassa seuraavat apuvälineet projektin edistymisen ohjaamiseksi:

- 1) Työsuunnitelma
- 2) Budjetti tai ennakkolaskelma
- 3) Luotu organisaatio
- 4) Tililuettelo
- 5) Raportointi (jälkilaskenta).

Kalliotilojen laitoksissa voivat esiintyä kaikki erilaiset louhintakohdetut kuten tunnelit, penkereet, kattoja sivuavarrukset, putkikaivannot, hyllyt, nousukuilut, laskut, esirakomunna, siloammunta jne. Useissa tapauksissa ovat hallitsevana ulkoisena seikkana perustan värinäprobleemit tai kalliomekaaninen kestävyden tarkkailu tai jokin muu ympäristöä häiritsevä tekijä. Tämän vuoksi asianosaisen on hallittava koko louhinnan rekvisiitta voidakseen suunnitella oikein luolatilan rakentamisen. Kokonaisekonomian ratkaiseva osuus on otettava huomioon eri työvaiheita valittaessa. Jokin kalliimpi menetelmä voi antaa pienimmät kokonaiskustannukset. Oikean menetelmän valitsemiseksi on projektisuunnittelijalla oltava perusteelliset tiedot varustuksesta, aineista, tehoista, kustannuksista sekä käynnissä olevasta kehitystrendistä, mikä puolestaan edellyttää hyvää käytännöllistä kokemusta.

3.422 TUNNELIEN LOUHINTA

Tavallisimmat ajotavat ovat: päätylouhinta, kattoperä-pengerlouhinta ja pohjaperä-kattolouhinta. Eri syistä suunniteltujen vahvistusten kannalta on kattoperämenetelmä mukavin. Po-

rareikien läpimitta vaihtelee 1" ... 3" riippuen reikäsyvyydestä, toivotusta louheen karkeudesta ja käytettävästä porakoneesta. Porauslaitteet ovat päätyjen ja perien louhinnassa monikoneisia jumboja ja pengerlouhinnassa tela-alustalla toimivia raskaita vau-nuporakoneita. Niiden ohjaus on hydraulinen ja suuntauksen tarkkuus takaa sileän reunan.

Latauksessa voidaan yli 30 mm rei'issä käyttää pneumaattista latauslaitetta. Pienemmät reiät ladataan latauskepillä. Sytytykseen käytetään lyhythidastesähkönallega.

Lastauksessa on kaksi pääperiaatetta: 1) lastaus ja kulkuneuvokuljetus, 2) kantolastaus. Menetelmän ratkaisee kuljetusmatka ja -väline.

Seuraavat tekijät vaikuttavat tunnelin ja tunnelipenkereen ajotavan valintaan: työn laajuus, käytettävä rakennusaika, vaadittu tyhjennysteho, työvuorojako, sisääntuloaukot, lastauskoneen teho, lastaustila, pengerkorkeus, lastauskoneen ulottuvuus, lastauskonetyyppi, kuljetusvälineistö, kallion laatu, louheen kappalekoko, reikäläpimitta, porauskalusto, katkon eli panossarjan suuruus, pohjan värinät, heittovaara, paljastukset, katon paksuus, seinien tarkkuuslouhinta, pohjan tarkkuuslouhinta.

Päätelyesimerkki:

Työn laajuus ja käytettävä aika antavat vaadittavan kuukautisen tyhjennystehon. Työvuorojako ja lisääntulojen luku määräävät lastauskone-tehon. Lastaustila ja pengerkorkeus määräävät lastauskonetyypin, leveämpiin tunneleihin halutaan usein kai-

vukone pienempien tuntikustannusten ja suuremman ulottuvuutensa ansiosta. Lastauskoneella on vaikutus kuljetusvälineistön valintaan. Valittu lastaus- ja kuljetusvälineistö ratkaisee tarpeellisen louhekoon, joka kallion laadusta riippuen määrää ominaislaatuksen, reiän läpimitan, edun, reikävälin ja latauskaavion. Jos esim. kivi käytetään sepelimurskaamossa, määrää esimurskaimen kita louhe- koon ja täyttökorkeus, käytetäänkö kivi täytteeksi. Valittu reikäläpimita määrää porauskaluston. Katkon tai panossarjan suuruuden määrää sen laukaisun sopiva ajankohta ja/tai tyhjennysteho sekä seisminen ympäristö- vaikutus ja kallion tukemistarve, joka myös määrää tarkkuuslouhinnan.

Kohteen tutkiminen edellä kuvatu- tun mallin mukaan on työn opti- mointia, joka valitsee oikean mene- telmän.

Poikkileikkaukseltaan alle 100 m²:n tunnelit voidaan ajaa päätylouhinnal- la. Kattoperän valintaan vaikuttavat sisääntulomahdollisuudet. Pitkät tun- nelit, jotka ovat poikkileikkaukset alle 12 m², ajetaan raidekalustolla, 15...40 m²:n tunnelit ajetaan joko raide- tai kumipyöräkalustolla ja suu- remmat aina kumipyöräkalustolla.

Ajorytmejä ovat:

1) Rytmisen ajo, jolloin poraus, la- taus ja ammunta suoritetaan yhdessä vuorossa ja tyhjennys yhdessä tai kah- dessa vuorossa. Työryhmä käsittää yhden porausryhmän ja yksi tai kaksi lastausryhmää.

2) Rytmisen kierto, jolloin sama työryhmä suorittaa vuorossa yhden

tai useamman katkon sekä porauksen että tyhjennyslastauksen.

3) Rytmiton kierto on kuten edel- linen, mutta vuoroista ei pidetä kiin- ni. Jos on käytettävissä useampia rinta- uksia, on rytmisen ajo tehok- kainen, mutta edellytyksenä on, että poikkipinta-alat eivät vaihteile eri rin- tausten kesken.

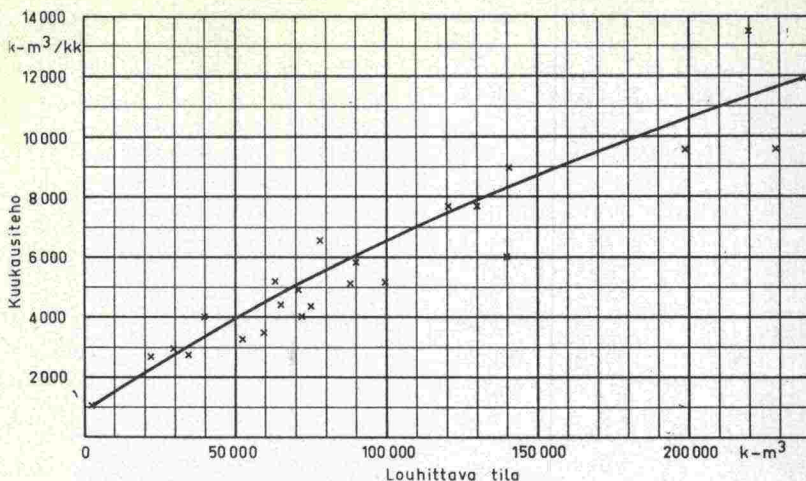
Sisääntulo määrää usein kaluston. Jos ratkaisu on laskutunneli, niin kumipyöräkuljetus on suositeltavin.

Kehitys on vienyt asioita eteenpäin niin, että työvoiman tarve on vähen- tynyt ja vuorokautinen etenemä on jo yli 10 metriä ja vuotuinen yli 2 km. Viimeisenä tulokkaana on laser- säteellä ohjattu, koko tunnelin Ø 3...5 m päädyn kalvamalla poraava porauslaite, jossa massat poistetaan karkean jauheen muodossa toistaiseksi hihnakuljettimilla, mutta pumppaus tai puhallus lienee oikea ratkaisu.

3.423 LUOLIEŃ LOUHINTA

Tunnelien kattoperä-pengerlouhin- tamenetelmä on eniten käytetty. Sii- hen voidaan lisätä vielä sivulouhinta ja ramppiteiden käyttö yhdistämään pohja kattoperään. Ramppitiet ai- heuttavat vaikeuksia, ellei pohjalta ole ulosajoa. Suunnittelijan on otet- tava tämä vaikeus huomioon määrä- tessään pysyvän sisääntulotien pai- kan. Paras sisäänajotie on se, josta on yhteys sekä pohjalle että katto- perään.

Nousukuilujen louhinta aina 50 m pituudelta onnistuu paralleliporauk- sella, joten kuilussa ei tarvitse työs- kennellä ennen rusnausta. Kuva 184



Kuva 181:

Kuukausiteho tehtävän kalliotilan funktiona.

esittää erästä 50 m syvää kuilua alhaalta ylös kuvattuna. Pitemmät nousukuilut tehdään esim. Jorahissillä tai muulla poraustelineellä tai Alimak-hissillä, jonka nousupituus on käytännössä rajaton. Kuvasta 181 ilmenee sopiva kuukautisen tehon ja työn suuruuden keskinäinen suhde luolatyössä, joka sisältää sisääntulotunnelit. Kuva 182 esittää tunnelilouhinnan kokonaiskustannuksia per m³ poikkipinta-alan suhteen ja kuva 183 reikälukumäärää eri tapauksissa poikkipinta-alan suhteen.

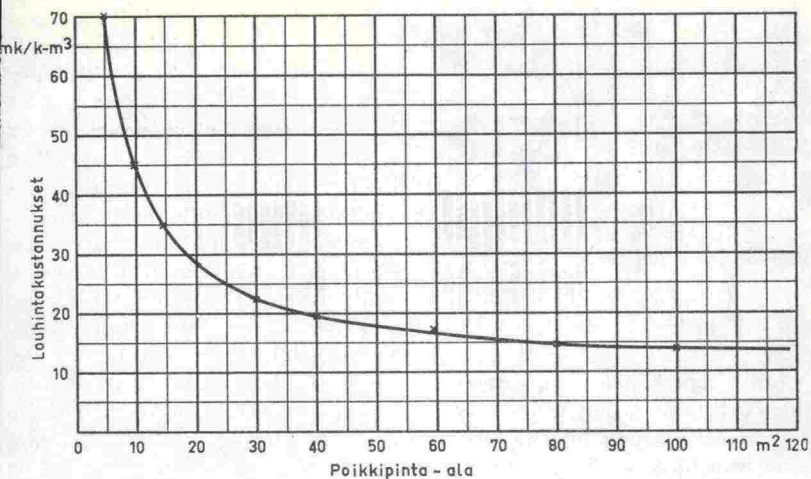
Molemmille edellä esitetyille louhinnoille on yhteistä, että tuuletukseen kiinnitetään vakavaa huomiota. Myrkylliset räjähdyskaasut, häkä ja typpioksidit on saatava pois. Sallitut enimmäismäärät ovat: CO 0.006 %, 60 p.p.m. eli 66 mg/m³, NO₂ 0.0005 %, 5 p.p.m. eli 9 mg/m³.

Tarkkailuun on käytettävissä värivertailuun perustuvia helppokäyttöisiä mittareita. Tuuletusaika t_e on kääntäen verrannollinen puhallettuun ilmamäärään 0 ja suoraan verrannollinen tunnelin poikkipinta-alaan A ja puhallusaukon etäisyyteen päädyistä.

$$t_e = \frac{d \cdot A}{O} \ln \frac{1}{\varepsilon}; \quad \varepsilon = \frac{\text{havaittu}}{\text{sallittu}} \text{ CO-määrä.}$$

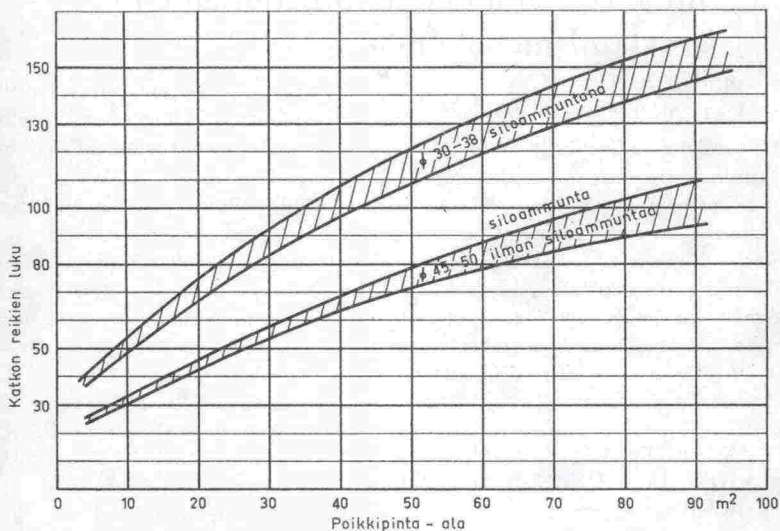
3.424 TUNNELIN LOUHINTA-PERIAATE RIKKONAI-SESSA KALLIOSSA

Periaatteellisesti käytetään pienintä mahdollista poikkipinta-alaa tai ajetaan edellä pientä piloottitunnelia, jonka jälkeen suoritetaan katon ja seinien louhinta. Tämän vaiheen jälkeen suoritetaan välittömästi edellisen katkon jäljen ruiskubetonointi.



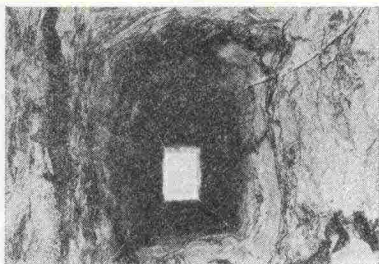
Kuva 182:

Kokonaislouhintakustannukset poikkipinta-alan funktiona.



Kuva 183:

Katkon reikien luku tunnelin poikkipinta-alan ja reikien läpimitan funktiona.



Kuva 184:
Paralleeliporauksella tehty 50 m syvä kuilu.

Useassa tapauksessa tämä eliminoi rusnauksen sekä muun vahvistamisen kompensoiden ruiskutuksesta johtuneita kustannuksia. Armeerausverkon tarpeellisuus on kyseenalainen. Asia tarkistetaan kohdan 1.95 mukaisesti.

Vesivuodot juoruavat heikkousalueista. Sen vuoksi on jatkotankoporauksella ajettava 10...20 m pitkiä tunnustelureikiä. Niitä voidaan käyttää tarkasteltaessa kalliota porareikäkiikarilla. Tällaiset reiät voivat edelleen järjestelmällisesti porattuina toimia injektointireikinä. Reiät porataan etenemissuuntaan nähden lievästi ulospäin ja muodostavat tunnelin ympärille useita sisäkkäin olevia kartiomaisia vaippoja. Mikroiseisminen laskeminen sekä Reed Invar Tube Extensometerin ja Tape Extensometerin käyttö tunnelin muodon vaihtelujen toteamiseksi voivat tulla kysymykseen. Tämä työn seuraaminen on useinkin liitetty ohjelmaan jo osasuunnittelun yhteydessä.

3.5 Siltojen ja muiden taitorakenteiden perustamismenetelmät

3.51 PERUSTAMINEN KALLIOLE

Silloin kun kallionpinta on lähellä perustamistasoa, on luonnollisinta ulottaa perustukset kallioon. Tällöin ei yleensä tarvitse ottaa huomioon routaa. Pintavesien kerääntyminen kallioon perustettujen rakenteiden taakse on sen sijaan syytä estää ojitamalla, jättämällä aukkoja rakenteisiin jne., koska vesi jäätyessään saattaa aiheuttaa vaurioita.

3.511 KALLION VAHVISTAMINEN JA PINNAN KÄSITTELY

Kallio on usein pintaosiltaan rapautunut ja särkynyt. Eräissä tapauk-

sisä pinnan ruhjoutuminen ja rapautuminen on saattanut mennä niin pitkälle, että on suorastaan vaikea erottaa selvää rajaa irtomaan ja kallion välillä. Rapautunut ja särkynyt pintakerros on poistettava niin syvältä, että ehjä kallio saadaan näkyviin. Kun kysymyksessä ovat suuret kuormat ja merkittävät rakenteet, on kallion laatu varmistettava. Halkeamien ja ruhjoutumien määrä on todettava suorittamalla tutkimuksia ja timanttikairauksia näytteenottoineen. Jos halkeamia ja rakoja, joista osa voi olla täytteisiä, todetaan niin syvällä, että perustusta ei louhimalla kannata ulottaa syvemmälle, voidaan kallio vahvistaa injektoimalla sekä

tarvittaessa lisäksi pultauksilla. Injektointireikien keskinäinen välimatka on sovittava olosuhteiden mukaan niin, että raot voidaan puhdistaa vedellä tai ilmalla ja injektoida täyteen. Tarvittaessa on myöskin porareijissä suoritettava vesipainekokeita rakojen suuruuden ja sijainnin selvittämiseksi. Pienet raot voidaan injektoida pelkällä sementtilaastilla. Suurempien rakojen täyttämiseen voidaan aluksi käyttää hienoa kiviainesta sisältävää laastia ja sen jälkeen sementtilaastia. Injektoinnissa käytettävä paine on sovittava olosuhteiden mukaan niin, ettei kalliopinta paineen johdosta pääse nousemaan ja näin syntymään vahinkoja, vrt. kohta 3.554.

Silloin kun kalliopinta on kalteva $\geq 1:3$, tai kuormitus rakenteesta johtuen tapaa vinosti kalliopinnan, ja kun liukumisvaara on olemassa, on kalliopinta porrastettava sopivasti poraamalla ja räjäyttämällä liukumisen estämiseksi. Porrastus tulisi suorittaa yleensä niin, että pääosa näin syntyvistä erillisistä tasoista on kohtisuorassa kuorman vaikutussuuntaa vastaan. Porrastus voidaan korvata myöskin käyttämällä ankkuripultteja. Pultteja varten on porattava riittävän suuret reiät yleensä n. $1\frac{1}{2}$ kertaa pultin paksuus, pultti on juotettava kiinni sementtilaastilla. Pultteina käytetään yleensä harjateräksiä, ellei syystä tai toisesta käytetä korkealaatuisia teräksiä ja esijännitystä. Pulttien pituus riippuu olosuhteista, yleensä pultit on porattava ehjään kallioon n. 1.5...2.0 m. Pulttimäärä on määritettävä yleensä niin, että

vinon kalliopinnan aiheuttamat voimat otetaan kokonaan pulteille.

3.512 SALLITUISTA POHJARASITUKSISTA

Kalliolle sallittu pohjapaine riippuu jossakin määrin kivilajista (materiaalilujuus, mutta ennen kaikkea kallion rakenteesta, sen rikkonaisuudesta ja sen sisältämien ruhjeiden ja rakojen määrästä, suuruudesta, kaltevuussuunnasta ja täytteisyydestä (kokonaislujuus). Kun kyseessä on merkittävä rakenne, on tutkimuksia suoritettava edellä esitettyjen seikkojen selvittämiseksi ottamalla esim. sydännäyhteitä timanttikairalla. Tutkimukset on syytä ulottaa vähintään 3...4 m syvyyteen tulevan perustamistason alapuolelle. Jos kallio todetaan rikkonaiseksi perustamistason alapuolella. Jos kallio todetaan rikkonaiseksi perustamistason alapuolella, on tämä otettava huomioon määrittäessä sallittua pohjapainetta. Eräissä tapauksissa on edullista suorittaa kallion vahvistuksia.

Graniitille ja hyvänlaatuiselle kiteiselle liuskekalliolle, esim. gneissille voidaan sallia normaalisti pohjapainetta 30...80 kp/cm², yleensä riittää 30...50 kp/cm². Jos kalliossa on halkeamia, voidaan jännitystä vähentää ja käyttää pohjapaineena 20...30 kp/cm². Rapakivelle voidaan sallia pohjapainetta 20...40 kp/cm² ja kalkkikivelle 10...40 kp/cm² riippuen rakenteesta.

Kalliolle voidaan sallia myös edellä esitettyjä suurempia pohjapaineita. Tällöin on suoritettava luotettava sel-

vitys kallion lujuudesta, rakoilusta jne. Selvitysten pohjalta on eräissä tapauksissa ehjälle kalliolle sallittu pohjapainetta 80...150 kp/cm², jopa 400...600 kp/cm² käytettäessä teräspaaluja.

3.52 PERUSTAMINEN KALLIOON ULOTTUVILLE PERUS- PILAREILLE

Jos kallionpinta on syvällä, ei rakennetta kannata ulottaa yhtenäisenä kalliioon (esim. rakennuksen perusmuurit), vaan on edullisempaa jakaa kuormat erillisille kalliioon ulottuville peruspilareille. Kysymyksessä olevasta rakenteesta riippuu, milloin on taloudellisesti kannattavaa näin menetellä. Talonrakennuksessa perustuskuormat kannattaa viedä pilareilla kalliioon silloin, kun syvyys kallionpintaan $H \geq 2.0$ m. Pilarien välit määräytyvät taloudellisten seikkojen perusteella kallionpinnan syvyyden ja kuormien mukaan. Sillanrakennuksessa maatuki tai virtapilari voidaan vain harvoin jakaa erillisiksi pilareiksi. Perustus on tällöin edullista viedä yhtenäisenä edellistä syvemmälle olosuhteista, mm. pohjavesisuhteista riippuen. Vasta kun $H > 3 \dots 3.5$ m on syytä harkita esim. maatuen perustuksen jakamista erillisiksi seinämiksi tai pilareiksi.

Pilariperustusten suhteen on noudatettava samoja näkökohtia kuin edellä kohdassa 3.51 on esitetty.

3.53 MAANVARAISET PERUS- TUKSET

Kun kallionpinta on niin syvällä, ettei ole taloudellisesti kannattavaa

ulottaa perustuksia kalliioon, voidaan rakenteet perustaa suoraan maan vaaraan. Tämä edellyttää kuitenkin, että maapohja murtumatta ja ilman rakenteelle haitallisia tai vaarallisia painumia kantaa perustuksista maalle siirtyvät kuormat. Perustukset on ulotettava roudattomaan syvyyteen, jos maa-aines on routivaa. Täysin routimattomassakin maassa on perustukset ulotettava vähintään 0.6 m syvyyteen. Lisäksi on huolehdittava siitä, ettei eroosio pääse löyhdyttämään maa-ainesta tai ettei maa-aines muutu aikaa myöten routivaksi. Esim. jos veden mukana kulkeutuva hieno aines pääsee perustuksen alle routimattomaan maahan, saattaa perusmaa muuttua vähitellen routivaksi. Seurauksena voi olla hyvinkin yllättäviä vaurioita, kuten lukuisat valitettavat esimerkit osoittavat. Sen vuoksi asiaan on kiinnitettävä riittävästi huomiota ja varustauduttava tarvittaessa olosuhteisiin sopivilla suodatinkerroksilla. Jos rakenteeseen vaikuttaa vinoja voimia, on myös rakenteen liukumisvaara selvitettävä.

3.531 PERUSTAMINEN ERILLISILLE PERUSLAATOILLE

Kun rakenne on pinta-alaltaan suurehko, ovat kuormat kohtuulliset ja keraantuvat pilareihin, kuten on laita useimmiten talonrakennuksessa. Tällöin on kuormat edullista johtaa suoraan maan varaan erillisillä peruslaatoilla, anturoilla. Peruslaatat ovat joko pitkänomaisia seinän tai pyöreitä ja nelikulmaisia pilarin peruslaattoja. Kuormitus on saatava keskei-

seksi ja antura tehtävä mahdollisimman symmetriseksi. Peruslaatta on ulotettava siihen kerrostumaan, joka pohjatutkimuksissa on esitetty perustamistasoksi ottaen huomioon routaantumisvyvyyden, ks. kohta 3.56. Kun on kysymys routimattomasta maasta ja perustukset halutaan jättää ylemmäksi, on noudatettava edellä esitettyjä näkökohtia. Jos perustamistaso on pohjavedenpinnan alapuolella, on kaivannon tukeminen ja kuivanapito hoidettava niin, ettei maa-aines pääse löyhtymään kaivutyön yhteydessä eikä menetä lujuttaan. Mikäli kaikesta huolimatta näin käy, joudutaan maa-ainesta lujittamaan esim. tiivistyspauluksella tai pienentämään alunperin sallittua pohjapainetta. Molemmat menettelytavat aiheuttavat huomattavia lisätoita ja täten myöskin kustannuksia. Kaivannot on sen vuoksi tuettava riittävillä suojaseinämillä, veden poisto kaivannosta hoidettava joko peruslaatan ulkopuolelle sijoitettuun pumppukaivoon, ojittamalla tai alentamalla pohjavedenpintaa maa-ainekseen soveltuvalla menetelmällä.

Koneellista kaivua ei saa suorittaa perustamistasoon ulottuvana, vaan 10...20 cm on syytä suorittaa käsinkaivuna. Sade- ja pintavesien pääseminen kaivantoon ylhäältä käsin on estettävä. Jos perusmaa on hiesua, hietaa tai muuten helposti liettyvää, voidaan kaivannon pohjalle peruslaatan alle täyttää 10...15 cm paksu kerros soraa tai sepeliä, joka on erittäin huolellisesti tiivistettävä. Monessa tapauksessa on suositeltavampaa valaa sepelikerroksen asemasta 5...

10 cm alusbetonilaatta, joka samalla toimii raudoitusalustana.

Suojaus on syytä suorittaa mahdollisimman nopeasti kaivutöiden valmistuttua.

Raudoituksen alle on jätävä 5...10 cm paksuinen betonikerros vasten maata riippuen maan laadusta sekä pinnan epätasaisuudesta.

Pohjasuhteista, kantavan pohjan kaltevuudesta tai rakenteista riippuen joudutaan peruslaattoja porrastamaan korkeusasemaansa nähden. Vierekkäisten eri tasossa olevien peruslaattojen alapintojen välinen korkeusero saa olla enintään $\frac{1}{3}$ perustusten pienimmästä välimatkasta. Vain erikoistapauksissa selvitysten perusteella voidaan poiketa tästä ohjeesta. Perustamistyö on syytä aloittaa syvimmästä kohdasta ja maan löyhtyminen on estettävä niin, että edellä esitettyyn peruslaattojen porrastukseen voidaan mennä.

3.532 PERUSTAMINEN YHTENÄISELLE LAATALLA

Jos sallittu pohjapaine on pieni tai rakenteesta maapohjalle tulevat kuormat ovat hyvin suuria, saattavat eriliset peruslaatat suurentaa, ja kasvaa ikäänkuin yhteen ja muodostaa lähes yhtenäisen laatan. Useimmiten tällöin ollaan tekemisissä pehmeän ja kokoonpuristuvan maa-aineksen kanssa, jolloin epätasaiset painumat ovat ratkaisevat päätettäessä rakenteen perustamisesta yhtenäisen laatan varaan. Suunnitelmia ja laskelmia tehtäessä on otettava myös huomioon a) laatan painopisteen suhteen epäkeskei-

nen kuormitus sekä b) laatan päältä vaikuttava tai laatan välittömässä läheisyydessä oleva mahdollinen jopa toispuolinen täyte, c) viereen myöhemmin tehtävät rakenteet, d) muutokset vesisuhteissa jne. Ennen kuin lopullisesti ratkaisuksi valitaan yhtenäinen laattaperustus, on syytä tutkia myöskin muiden perustamistapojen käyttömahdollisuutta. Usein esim. paalutus saattaa tarjota oikein suunniteltuna huomattavasti halvemman ratkaisun ja lisäksi vältetään monet hankaluudet.

On myöskin monia tapauksia, jolloin on edullista käyttää yhtenäistä peruslaattaa. Esim. pehmeäpohjaisella paikalla yksiaukkoinen jänneväliään pienehkö silta, jonka molemmiin puolin on runsaasti täytettä, on edullista tehdä rengaskehänä. Sillan maatuille maanpaineesta tulevat, usein vaaka-suorat kuormat voidaan tukea vastakkain sekä kannen että perustuksen kohdalta. Painumat eivät ole kokonaisuudelle haitallisia. Jos jänneväli on niin suuri, että maatukien välille ei kannata tehdä yhtenäistä laattaa, se voidaan korvata palkeilla, jotka yhdistävät maatuet alaosaan toisiinsa.

3.533 SALLITTU POHJAPAINEN JA SEN MÄÄRITTÄMINEN

Sallitun pohjapaineen suuruutta määritettäessä on otettava huomioon seuraavat kaksi näkökohtaa:

- varmuus maapohjan murtumista vastaan on oltava riittävän suuri,
- maan kokoonpuristumisesta aiheutuvat rakenteen eri osien painu-

mat eivät saa tulla liian suuriksi tai haitallisen epätasaisiksi.

Maapohjan murtumisvaara voidaan selvittää murtotilaan perustuvien kantavuuskaavojen tai liukupinta-analyysin avulla. Maapohjassa syntyvien muodonmuutosten suuruus voidaan arvioida käyttämällä laskentatapoja, jotka perustuvat kimmoteorian mukaiseen jännitysten jakautumiseen maassa. Sallittu pohjapaine määritetään luotettavalla tavalla suoritettun pohjatutkimuksen ja geoteknillisen selvityksen perusteella ottaen huomioon edellä esitetty. Jos kuitenkin tiedetään tai luotettavasti on pääteltävissä, että perustamistason alapuolella on jännitysten jakaantuminen huomioon ottaen kantavuudeltaan yhtä hyviä maakerroksia kuin perustamistasossa, voidaan sallittu pohjapaine määrittää myös taulukkoarvojen perusteella. Nämä arvot on esitetty Pohjarakennuksen normeissa 1964. Toistettakoon ne tässä yhteydessä.

Rakenteeltaan tiiviille moreenille voidaan sallia pohjapainetta $p_s = 4 \dots 8 \text{ kp/cm}^2$.

Löyhän ja keskittiiviin moreenin sallittu pohjapaine voidaan määrittää moreenin keskimääräistä raekokoa vastaavan kitkamaalajin mukaan.

Kitkamaalajien sallittu pohjapaine määräytyy maalajin ja sen tiiviiden mukaan taulukon 17 mukaisesti.

Reunapaine saa epäkeskeisen kuormituksen vallitessa ylittää mainitut taulukkoarvot 30 %, jos paine puristetun pinnan painopisteessä ei ylitä sallittuja arvoja. Kun kyseessä on koheesiomaalajeja, on sallittu pohja-

paine määritettävä kussakin tapauksessa erikseen riittävän laajan ja yksityiskohtaisen pohjatutkimuksen ja geoteknillisen selvityksen perusteella. Sallittua pohjapaineen arvoa määritettäessä samoin kuin perustuksia suunniteltaessa on otettava huomioon maan aineksen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien lisäksi myöskin mm. pohjavedenpinnan korkeusvaihtelu, tärinä, eroosion vaikutus ja vieressä olevat rakennukset ja rakenteet.

3.54 PAALUPERUSTUKSET

Kun kantava pohja on niin syvällä, että taloudellisesti ei kannata perustuskuormia viedä esim. pilarein, kaimamalla kovaan pohjaan tai tehdä yhtenäistä perustuslaattaa kovan pohjan päällä olevien pehmeiden kerroksien varaan, tulee kysymykseen perustaminen paaluille. Valmistustapansa pe-

rusteella voidaan paalut jakaa lyöntipaaluhiin ja erikoispaaluhiin.

3.541 LYÖNTIPAALUT

Lyöntipaalulla tarkoitetaan ennalta valmistettua paalua, joka eri tyyppisin välinein lyödään, tarvittaessa paalua jatkaen, syvyyteen, jossa saavutetaan riittävä kantavuus. Paalumateriaalin perusteella voidaan paalut ryhmittää puu-, teräsbetoni-, teräs- ja yhdistettyihin paaluhiin. Edelleen toimintatapansa perusteella paalut voidaan ryhmittää tuki-, kitka- ja koheesiopaaluhiin.

Puupaalut

Puupaaluja on edullista käyttää silloin, kun paalujen pituutta ei voida ennakkoon täsmälleen määrittää, koska paalu on helppo katkaista. Puupaalujen käyttö edellyttää kuitenkin

Taulukko 17. Kitkamaalajeille sallittu pohjapaine.

Maalaji	Maan tiiviys	Sallittu pohjapaine p_s kg/cm ²
Sora	Hyvin tiivis rakenne	6 x)
	Keskitiivis rakenne	4
	Löyhä rakenne	2
Hiekka	Hyvin tiivis rakenne	5 x)
	Keskitiivis rakenne	3
	Löyhä rakenne	1.5
Hieta	Hyvin tiivis rakenne	4 x)
	Keskitiivis rakenne	2
	Löyhä rakenne	1

x) Rakenteeltaan hyvin tiiviin maan ohjearvon käyttö on sallittu vain geoteknillisen selvityksen perusteella.

ehdottomasti, että paalut ovat jatkuvasti pohjavedenpinnan alapuolella anaerobisissa olosuhteissa. Tässä mielessä on otettava huomioon myöskin maan kohoamisen, viemärintitien, salaojitusten ja vesistön järjestelyjen aiheuttama pohjavedenpinnan aleneminen. Ajoittainen lyhytaikainenkin paalupäiden kuivillaolo johtaa vähitellen lahoamiseen. Käytettäessä puupaaluja savimaalla on paalujen yläpää katkaistava kuivakuorikerroksen alapuolella ja vähintään 0.3 m salaajituksen alapuolelta. Antura paalujen päälle on valettava suoraan savea vastaan ilman kapillaarista nostoa katkaisevaa täytekerrosta. Paalujen yläpäiden suojaamiseen ei saa käyttää savitäytettä. On todettu, että savi aikaa myöten kuivuu ja halkeilee, ja näin paaluaines joutuu alttiiksi lahoamiselle.

Keveissä ja lyhytaikaisiksi tarkoitetuissa rakenteissa voidaan käyttää myöskin puupaaluja, vaikka ne jäävätkin pohjavedenpinnan yläpuolelle. Tällöin on paalujen oltava huolellisesti kyllästettyjä.

Paalupuun tulee olla tervettä mäntyä tai kuusta, eikä siinä saa esiintyä lahovikaa tai muita virheellisyyksiä. Oksat on hakattava pois runkoa myöten. Kitkapaalut on kuorittava siten, että vähintään puolet puun pinnasta on paljaana (puolipuhtaaksi) ja että kaikki helposti irtoava kuori tulee poistetuksi. Koheesiopaalut sen sijaan on kuorittava täyspuhtaiksi. Tukipaaluja ei tarvitse kuoria muulta kuin betonilaatan sisään jäävältä osaltaan. Puupaalun suurin käyristymä eli paalun keskiviivan poik-

keama suorasta viivasta kahden mitaltaisesti valitun mittauspisteen välillä saa olla enintään 1/100 mittauspisteiden välimatkasta. Jatketuissa koheesiopaaluissa saa alapaalun vastaava poikkeama olla kuitenkin enintään 1/200 mittauspisteiden välimatkasta. Silloin kun nurjahdus tulee kysymykseen, on suurin sallittu käyristymä ratkaistava kussakin tapauksessa erikseen.

Jos maa-aines sisältää kiviä, on paalun alapää vahvistettava teräsrenkaalla esim. $50 \times 5 \dots 10$ mm, kuva 185. Myös paalun yläpää voidaan suojata samanlaisella teräsrenkaalla. Rengas voidaan poistaa lyönnin päätyttyä ja käyttää uudelleen.

Normaalisti on saatavissa 15...18 m pituisia puupaaluja, erikoistapauksissa jopa 20...22 m pituisiakin. Jos tarvitaan vielä pitempiä paaluja, on paalut jatkettava. Jatkamista on kuitenkin vältettävä, jos paalun pituus ei ylitä 14 m. Yksinkertaisin puupaalujatkos on ns. hakajatkos. Paalupuiden kohtisuoraan sahatut tyvet pannaan vastakkain, keskeen $\varnothing 1''$ tappi ja jatkoksen yli lyödään 3...4 kpl $\varnothing \frac{1}{2}''$ hakaa. Hakajatkosta käytetään yleisimmin koheesiopaaluissa. Sillanrakennustöissä ei saa käyttää hakajatkosta, koska se ei kestä taivutusta eikä vetoa. Siltatöissä puupaalujen jatkaminen on suoritettava käyttäen putkijatkosta, joka muodostuu 1 000 mm pituisesta ja seinämältään n. 4...5 mm paksusta putkesta. Putkeen on porattu 8...16 reikää jatkettavien paalujen kiinnitystä varten 6'' tamminauloilla, kuva 185. Paalujen päät on sovittettava

tiukasti putken mittojen mukaan ja päiden on oltava suorat. Naulat lyödään vasta sen jälkeen, kun on lyöty muutama isku ja paalujen päät ovat tiukasti vastakkain.

Teräsbetonipaalut

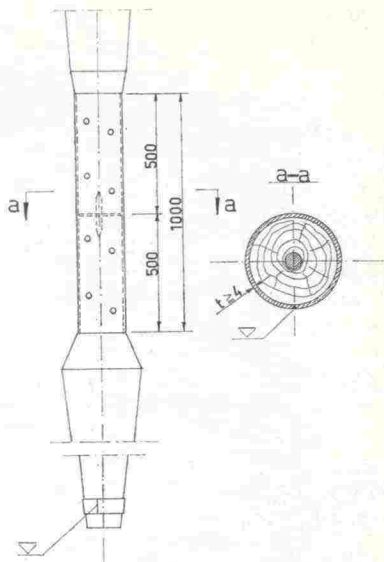
Teräsbetonipaalut ovat useimmiten teknillisesti ja taloudellisesti edullisin ratkaisu silloin, kun kuormat joudutaan paaluilla viemään pehmeiden kerrostumien lävitse kantavaan pohjaan. Yleensä vain erikoistapauksissa erikoispaalut sivuuttavat normaalit teräsbetonipaalut.

Käytettäessä teräsbetonipaaluja vaapaassa vedessä tai hyvin pehmeässä maassa on paalujen nurjahdus otettava huomioon. Niinikään on otettava huomioon toispuolisista kuormista paaluille aiheutuvat maanpainneet, esim. maanpintaan rakenteen viereen ajettu täytemaa. Jos paalu on lyöty löyhään savikerrostumaan, jonka paksuus on suurempi kuin 5 m ja keskimääräinen leikkauslujuus s on alle 1 Mp/m^2 , on syytä tutkia paalun nurjahdus. Yläosastaan kiinnitetylle paalulle voidaan määrittää sallittu kuormitus nurjahdusta silmälläpitäen kaavan (135) mukaisesti.

$$(135) P_s = P \sqrt{s}$$

P sallittu paalukuorma ottamatta nurjahdusta huomioon
 s leikkauslujuus (Mp/m^2)

Rakenteeltaan tiivis tai kivinen maa tai täyte saattaa estää paalujen lyöntiä. Tällöin on turvauduttava erikoistoimenpiteisiin, vesihuuteluun tai reiän tekoon ennakoon esim. teräs-



Kuva 185:
Puupaalun alapään teräsrengas ja holkkijatkos.

paalulla. Koheesiomaassa paalutettaessa on otettava myöskin huomioon paalun tieltään työntämän saven tilavuus. Se saattaa aiheuttaa ympäristössä siirtymiä ja maanpinnan nousua. Jos tästä on haittaa tai vaurioita ympäristölle, on savea poistettava paalujen edellyttämä tilavuus. Löyhässä kitkamaassa paalutus saattaa päinvastoin aiheuttaa tiivistymistä ja painumia ympäristössä.

Teräsbetonipaalu on mitoitettava siten, että se kestää paitsi sille tulevaa kuormaa myöskin kuljetuksen, käsittelyn ja paalun lyönnin aiheuttamat rasitukset. Pohjarakennuksen normien 1964 mukaan tulee paalubetonin lujuusluokan olla vähintään K-350.

On syytä kuitenkin nostaa se vähintään K-400:ksi, koska kokemuksen mukaan paalun lyöntikestävyys lisääntyy tällöin huomattavasti.

Teräsbetonipaalun tulee täyttää mitta- ja valmistustarkkuuteen nähden seuraavat vaatimukset. Paalun poikkileikkauksen sivumitat saavat alittaa enintään 10 mm paalun nimelimitat. Ero suurimman ja pienimmän sivumitan välillä neliskulmaisessa paalussa ja suurimman ja pienimmän halkaisijan välinen ero pyöreässä paalussa saa olla enintään 25 mm. Paalun poikkileikkauksen pinta-ala ei kuitenkaan saa olla 5 % pienempi kuin mitä teoreettinen pinta-ala edellyttää. Paaluissa ei saa olla käyristymää enempää kuin 0.2 % paalun sivupinnan keskilinjalta mielivaltaisesti valitun kahden pisteen välimatkasta mitattuna näiden pisteiden kautta kulkevasta suorasta (esim. pisteiden välille pingotettu lanka). Pisteiden välimatkan on oltava vähintään 5 m. Suurin käyristymä saa olla 10 mm alle 5 m pituisessa paalussa. Mittaus on suoritettava kahdelta vierekkäiseltä sivulta, kummaltakin erikseen, tukemalla paalu mittauksen ajaksi siten, ettei taipuma vaikuta asiaan.

Paalun pään tulee olla mahdollisimman kohtisuorassa paalun akselia vastaan, suurin sallittu poikkeama on 1:100, jatkoksissa 1:150. Paalun lyöntin kannalta on edullista, jos paalun pää on hieman kupera ylöspäin, n. 2...3 mm, isku osuu tällöin paaluun keskeisesti. Paaluissa ei saa olla haitallisia halkeamia paalun pituustai poikkisuunnassa, eikä sellaisia loh-

keamia, että rauditus paljastuu. Halkeamien leveys ei saa olla suurempi kuin 0.2 mm. Mikään poikkisuuntainen halkeama ei saa olla pitempi kuin puolet paalun ympärysmitasta, eikä pituussuuntainen pitempi kuin 20 cm.

Paalun alapää on syytä suojata erikoisella kärjellä, kengällä. Jos ei ole odotettavissa, että paalun alapää tavoittaa vinon kalliopinnan tai kivisen moreenipohjan, voidaan paalun alapää varustaa laatikkomaisella, 4...5 mm teräslevystä tehdyllä kärjellä, jonka reunojen korkeus on 70...80 mm. Kovassa maassa laatikon pohja voi olla kalotin tai tylpän kartion (kärkikulma esim. 120°) muotoinen. Pelkkä kulmarauta paalun alapään suojana ei ole riittävä sillanrakennustöissä. Paalun kärki on kiinnitettävä valun yhteydessä paaluun siten, ettei se ole yhteydessä paalun pääteräksiin. Milloin paaluja joudutaan lyömään kivisessä maastossa tai vasten vinoa kalliopintaa ($\geq 30^\circ$), on syytä käyttää erikoista kalliökarkeä, kuva 186.

Paalu on lyötävä tällöin erikoisohjeita noudattaen, vrt. 3.5416. Kallioon tunkeutuvan tapin tulee olla läpimitaltaan n. $\varnothing 60$ mm, eikä sitä pitäisi hitsata kiinni paaluun, vaan mieluummin asentaa irrallisena erikoiseen holkkiin. Tapin on oltava korkealaatuista krominikkeliterästä, esim. SIS 142049 ja se voidaan lisäksi karkaista esim. kovuuteen Brinell 450—600.

Teräsbetonipaalut, joiden pituus on alle 12 m, on lyötävä maahan jatkamattomina. Yli 12 m pituisissa paa-

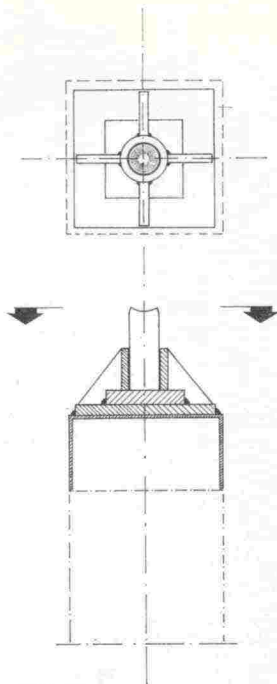
luissa voidaan tarvittaessa käyttää jatkoksia. Käytettävissä olevat paalujatkokset voidaan jakaa kahteen ryhmään:

a) Hylsyjatkokset, jotka asennetaan lyönnin yhteydessä paikalleen.

b) Momenttijäykät ja vetoakestävät jatkokset, jotka koostuvat yleensä kahdesta pääosasta, ja jotka kiinnitetään paaluelementteihin valun yhteydessä.

Hylsyjatkos ei kestä merkittävästi vetoa eikä myöskään momenttia, jonka vuoksi sallittua jännitystä on vähennettävä 20 % jatkosta kohti, vrt. kohta 2.313. Useamman kuin kahden jatkoksen käyttäminen ei ole suositeltavaa samassa paalussa. Hylsyjatkos tehdään vähintään 6 mm paksumasta teräslevystä holkkimaisena kotelona, joka poikkileikkausmitoiltaan on n. 5...10 mm suurempi kuin jatkettavat paalut ja jonka pituus on n. 1 200 mm, kuva 187. Kotelon sisällä sen keskikohdalla on kahdeksankulmainen välilevy siten, että kotelon sisänurkkien kohdalla on aukot. Kotelon alaosa tiivistetään ja siihen kaadetaan kuumaa bitumia niin paljon, että se täyttää sekä alemman että ylemmän sauman. Paalun ylempi jatkoskappale asennetaan paikalleen ennen bitumin jähmettymistä.

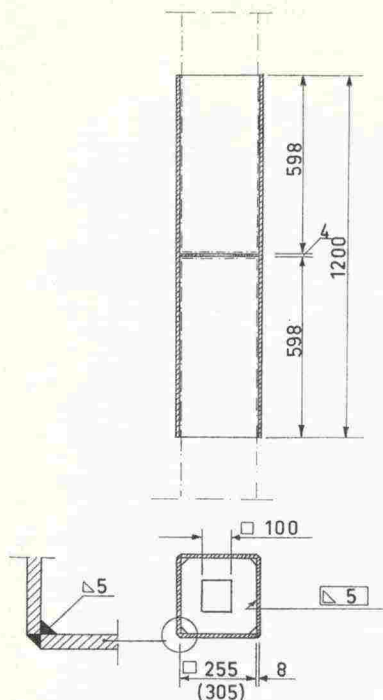
Momenttijäykät ja vetoa kestävät jatkokset on mitoitettu niin, että jatkos kestää samat kuormitukset ja rasitukset kuin paaluelementti. Myöskin lyönnin jälkeen on paalun jatkoksien vastattava lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiltaan paalua. Paalun sallittua jännitystä ei tarvitse



Kuva 186:
Teräsbetonipaalun kalliokärki.

vähentää jatkoksen vuoksi. Tällaisen jatkoksen tulee täyttää mm. seuraavat vaatimukset:

- Jatkoksen poikkileikkauksen tulee olla sama kuin paalun.
- Iskuaallon tulee lyönnin aikana mennä vähentymättömänä jatkoksen lävitse.
- Jatkoksen tulee kestää pitempikaikaisenkin lyönnin aiheuttamat rasitukset ilman väsymistä. Pitkän paalun vaatima iskumäärä saattaa vaikeahkoissa pohjasuhteissa nousta 4 000 ... 5 000. Jatkoksen tulee



Kuva 187:
Teräsbetonipaalun holkkijatkos.

kestää sen vuoksi vähintään 10 000 iskua ja vastata kokeen jälkeen paalun lujuusominaisuuksia.

- Jatkoksen korroosioalttiuden on oltava vähäinen.
- Hitsaukset jatkosrakenteessa on suoritettava RIL 35,6. luvun määräysten mukaan ja hitsaajien kelpoisuus tulee olla SFS-2218 standardin mukainen. Hitsien tulee olla nestetiiviitä. Hitsaukset on tarkastettava:

1) *Kaaritaltaamalla* auki 3 jatkosta kutakin 200 jatkosta kohti puoleen ainepaksuuteen saakka. Mikäli liitoksessa havaitaan juurivika, jonka pitiuus on suurempi kuin 10 mm, uusitaan koe kahdella liitoksella. Mikäli nämä eivät täytä vaatimuksia, hylätään koko erä.

2) *Vetokoe* tehdään 5 kpl:lla alkaen 600 kpl erää kohti. Vähimmäisvetolujuuden tulee olla 15 Mp.

- Jatkoksen kelpoisuuden tulee olla helposti tarkistettavissa.
- Jatkoksen tulee olla käyttöön hyväksytty.

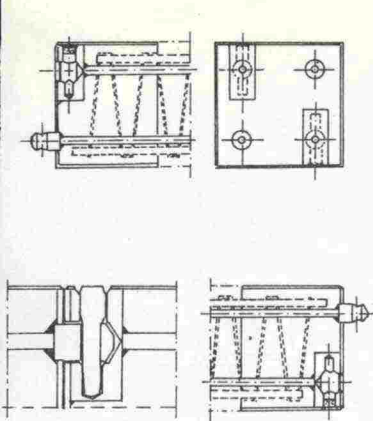
Nykyisin käytössä olevina momentti-jäykkinä jatkoksina voidaan mainita mm. ABB- ja Herkules-jatkos, kuvat 188...190 sekä pultti- ja ns. liimajatkos.

Teräspaalut

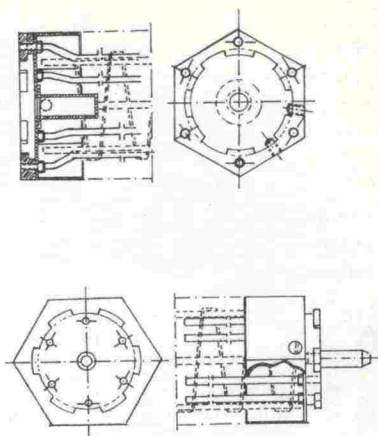
Teräspaaluja käytetään vain tukipaaluina ja kuormat johdetaan yleensä kiinteään kallioon. Poikkileikkauksensa perusteella voidaan paalut jakaa kahteen ryhmään:

- 1) Massiiviset teräspaalut, pyöröteräkset ja neliön muotoiset valssatut ns. billettiteräkset.
- 2) Muototeräkset ja poikkileikkaukseltaan kotelomaiset teräspaalut.

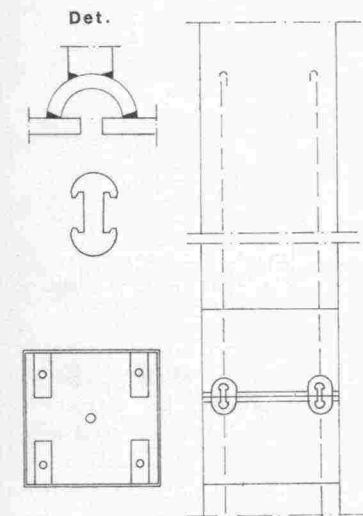
Pieniläpimittaisia teräspaaluja, esimerkiksi tavallisia betoniteräksiä Ø 25...30 mm voidaan käyttää pieneköjä ja keveitä rakennuksia esim. omakotitaloja ja varastoja perustettaessa. Kuormitusta voidaan sallia yleensä 100...300 kp/cm². Neliön-



Kuva 188:
ABB momenttijäykä jatkos.



Kuva 189:
Herkules momenttijäykä jatkos.

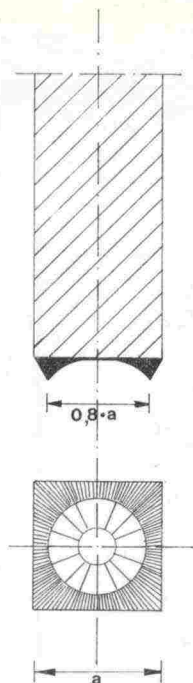


Kuva 190:
Momenttijäykä jatkos (Loukola & Laine).

muotoiset bilettiteräkset ovat sivumitoiltaan n. 70 ... 150 mm ja niitä voidaan käyttää raskaitakin rakenteita perustettaessa. Niille voidaan sallia jännitystä 300 ... 600 kp/cm² riippuen siitä, miten luotettavasti ne on saatu kalliin. Pienistä sivumitoista johtuen on massiivisia teräspaaluja käytettäessä otettava nurjahdus huomioon, vrt. kohta 2.321. Sen vuoksi ei niitä voida käyttää vapaassa vedessä eikä hyvin pehmeässä maassa. Massiivisia teräspaaluja on käytetty ja voidaan käyttää silloin, kun kova pohja tai kallio on hyvin syvällä ja rakenne halutaan perustaa tukipäälle. Kun paalut ovat poikkileikkaukseltaan pieniä, on vastus pieni ja lyönti helppoa. Kalliin lyönti on suoritettava toisaalta erikoisen huolellisesti silloin, kun jännitykset ovat suuret. Pienestä poikkipinnasta johtuen syrjäytetty maamäärä on pieni

samoin kuin tästä aiheutuva sivupaine. Kun paalu on helppo hitsaamalla jatkaa, se soveltuu käytettäväksi myös tiloissa, joissa on rajoitettu työskentelykorkeus.

Poikkileikkaukseltaan kotelomaiset teräspaalut ovat tavallisesti putkia tai ne on koottu niitä varten erikoisesti valssatuista muototeräksistä tai teräsuralankuista. Myös tavallisia muototeräksiä voidaan käyttää paaluina ja nämä samoin kuin kotelomaiset teräspaalut ovat nurjahdusta vastaan paljon jäykempiä kuin massiiviset teräspaalut, niitä voidaan käyttää myös vapaassa vedessä. Kotelomaiset teräspaalut voidaan varustaa alapään sulkevalla tulpalla ja täyttää betonilla sen jälkeen, kun paalu on lyöty riittävään syvyyteen. Tätä betonia ei yleensä lasketa mukaan kantavuuteen, se toimii kuitenkin ruostesuojana. Alapäästään avoimen kotelopaalun sisältä voidaan maa poistaa esim. huuh telemalla ja täyttää sen jälkeen betonilla. Muototeräs- ja kotelomaisia teräspaaluja voidaan käyttää silloin, kun maassa on esteitä, puuta, rakennusjätteitä jne. Tällöin on teräsbetonipaalu vaikea särkymättä lyödä lävitse. Niitä ei yleensä voida lyödä yhtä varmasti kalliin, ellei paalu alapäästä varusteta samantapaisella kalliokärjellä kuin teräsbetonipaaluja. Sallittu paalukuorma riippuu näin ollen olosuhteista ja on määritettävä kussakin tapauksessa erikseen. Myös betonitäyte voidaan ottaa huomioon tarvittaessa, erikoisesti kärjessä. Suomessa on käytetty mm. teräspalkkipaaluja, Krupp-paaluja ja Larssen ponttiteräksistä koottuja paaluja. Ratakiskopaaluja voidaan



Kuva 191:
Massiivisen teräspaalun kärki.

käyttää keveähköjen rakenteiden perustamiseen ja perustusten vahvistamiseen.

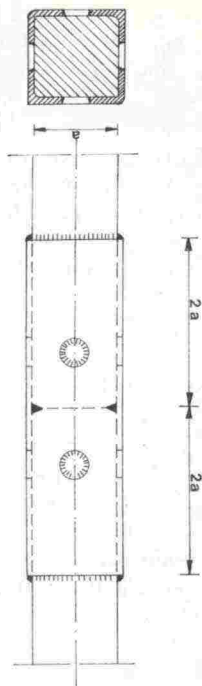
Teräspaaluissa käytetään normaalisti terästä St. 37 ja ruostuminen otetaan huomioon poikkileikkausta pienentävänä tekijänä. Massiivisten teräspaalujen tulee olla ehdottomasti suorita, jotta sivusiirtymiltä lyönnin aikana välttyttäisiin. On nimittäin todettu, että pitkien paalujen alapää saattaa siirtyä suunnitellulta paikaltaan useitakin metrejä, esim. siirtyä tonttirajan

yli naapuritontin puolelle. Paaluteräksen tulee olla laadultaan hitsattavaa ja sellaista, että lyönnin aikana ei synny hauraus- tai väsymismurtumia.

Neliömäisen massiivisen paalun alapää varustetaan kuvan 191 mukaisesti muotoillulla kärjellä. Kärjen terävä, kalliota murskaava särmä vahvistetaan kovahitsaamalla. Poikkileikkaukseltaan kotelomainen teräspaalu voidaan varustaa teräskärjellä, joka muotoillaan sen mukaan, tuleeko paalu jäämään moreeniin tai ulottumaan kallioon. Kallioon ulottuvan teräspaalun kärki on samantapainen kuin teräsbetoni-paalun, vrt. 3.512.

Teräspaalun jatkos on tehtävä erikoisen huolellisesti. Massiivinen teräspaalu jatketaan käyttäen apuna kulmateräksiä, kuva 192. Jatkettavien paalujen päiden on oltava ehdottomasti kohtisuorat paalun pituusakselia vastaan ja hitsaus on suoritettava erittäin huolellisesti ja ammattitaidolla välttämällä mahdollisuuksien mukaan hitsausjännityksiä. Tämä on tärkeää, koska jatkos rasittuu erikoisesti silloin, kun kärkeä lyödään kallioon. Jos paalu murtuu jatkoksesta, se aiheuttaa luonnollisesti työssä hankaluuksia. Paalu joudutaan vetämään ylös ja jatkamaan uudelleen. Kotelomaiset teräspaalut voidaan usein jatkaa käyttäen erikoisia jatkoskappaleita.

Ennen kuin teräspaaluja voidaan käyttää, on selvittävä syöpmisvaara, maa-aineksen ja pohjaveden pH sekä sähkön johtokyky. Tutkimus voidaan suorittaa esim. prof. Rosenqvistin kehittämällä korroosiosondilla. Eri tekijöiden perusteella pyritään määrit-



Kuva 192:
Massiivisen teräspaalun jatkos.

tämään syöpmisnopeus, esim. syöpyminen mm:nä 100 vuotta kohti. Normaalitytapauksissa meillä Suomessa syöpmisnopeus on suhteellisen pieni, n. 3...5 mm 100 vuotta kohti. On kuitenkin tapauksia, jolloin syöpyminen on huomattavasti nopeampaa, jopa 3...5 mm 10 vuodessa. Paalu lävistää erilaisia ja sähköisesti eriarvoisia maakerroksia, ja saattaa syntyä paikallisia galvaanisiparistoja. Kaupunkioiloissa on myöskin sähköistämisen seurauksena todettu

ns. harhavirtoja ja sähköisiä kenttiä. Näiden seurauksena saattaa syöpyminen olla paikoin hyvinkin voimakasta ja sitä saattaa esiintyä täysin yllättävissäkin kohdissa. Paaluja mitoitettaessa on sen syöpmisen määrä, joka tapahtuu rakenteille suunnitellun elinajan aikana vähennettävä paaluteräksen poikkipinnasta. Tämän vuoksi massiiviset teräspaalut ovat edullisempia kuin muutoteräksiset.

Teräspaalujen syöpmistä voidaan vähentää katodisuojauskella, käyttäen apuna esim. sinkkilevyä tai -tankoa, joka toimii anodina ja luovuttaa sähköisen tasapainon saavuttamiseen tarvittavat metalli-ionit. Syöpmisen vähentämiseksi voidaan myöskin käyttää teräksessä kuparilisäystä (ns. resisteräs). Myöskin sähköisin menetelmin voidaan teräspaalutusta suojata verraten vähäisellä sähkövirralla.

Yhdistetyt paalut

Pohjavedenpinta on usein niin syvällä, että paaluanturan ulottaminen kaivamalla lahoamisvaaran välttämiseksi tarvittavaan syvyyteen on liian kallista. Lahoamiselle altis puupaalun yläosa voidaan korvata betonipaaluosalla. Valmiiksi lyödyn puupaalun päähän voidaan jälkikäteen lyödä tällä varustettu betonipaalun pätkä. Tällainen jatkos tulee kysymykseen kuitenkin vain toisarvoisissa rakenteissa.

Puupaalun jatkaminen betonisella yläosalla ennen paalun lyöntiä lopulliseen syvyyteensä on kuitenkin suositeltavampaa. Jatkoksen muodostaa esim. teräshylsy, joka on valmiiksi

kiinnitetty teräsbetonipaaluun. Puupaalun yläosa muotoillaan hylsyyn sopivaksi, ja paalua lyötäessä voidaan hylsy kiinnittää siihen porattuihin reikiin lyödyillä nauloilla. Hylsy voidaan myöskin tehdä teräsbetonista, muotoilemalla teräsbetonipaalun pää tarkoitukseen sopivaksi. Niinikään teräshylsy voidaan korvata teräsbetonipaaluun kiinnitetyillä lattateräksillä, jotka lyödään kiinni puupaaluun nauloilla.

Yhdistelmäpaaluja voidaan menestyksellisesti käyttää yleensä vähäisten rakenteiden tai rakennuksen osan perustamiseen, esim. kantavan lattian paalutukseen. Kun kysymyksessä on siltojen ja rakennusten perustaminen tai muu merkittävä kohde, ei yhdistelmäpaalu ole sopiva eikä suunnitelmaa kannata lähteä tekemään tältä pohjalta.

Paalujen sijoitus

Paaluja sijoitettaessa tulee niiden keskinäisen välimatkan olla niin suuri, että paalut eivät vahingoita toisiaan tai vähennä toistensa kantavuutta. Yhdensuuntaisten tuki- ja kitkapaalujen pienin keskinäinen välimatka (keskeltä keskelle) tulee olla vähintään kolme kertaa paalun sivumitta tai paalun halkaisija. Kuitenkin yli 15 m pitkissä paaluissa keskiövälillä tulisi olla tätä minimimittaa suurempi, 3,5...4 kertainen sivumitta, jotta lyönnissä sattuvien mahdollisten epätarkkuuksien vuoksi eivät paalujen alapääts tulisi liian lähelle toisiaan. Paalujen katkaisutasossa voi paaluväli tässäkin tapauksessa olla normaali, kun paaluryhmän paalut asetetaan

hieman vinoon ulospäin. Kun kysymyksessä ovat risteävät paalut, voidaan paalujen keskinäisestä välimatkasta tinkiä. Jos risteäminen tapahtuu enintään 5 m syvyydessä, tulee paalujen pienin välimatka (keskeltä keskelle) olla vähintään kaksi kertaa paalun sivumitta. Mitä syvemmällä risteäminen tapahtuu, sitä suurempi tulee välimatkan olla, jotta vaurioita ei syntyisi. Enintään 10 m syvyydessä katkaisutasosta tulee välimatkan olla sama kuin samansuuntaisten paalujen välillä.

Koheesiopaalujen pienin keskinäinen välimatka tulee paalun toimivalla osalla olla vähintään viisi kertaa paalun toimivan osan keskimääräinen halkaisija, kuitenkin vähintään 1 m. Katkaisutasossa paalujen keskinäinen välimatka saa olla edellistä pienempi. Paalut voidaan ryhmän ulkoreunalla sijoittaa hieman vinoon, ja säästää jonkin verran anturakustannuksissa.

Paalujen katkaisutaso ja paaluan-tura on ulotettava niin syväälle, että routa ei pääse aiheuttamaan vaurioita. Puupaalut on katkaistava pohjaveden-pinnan alapuolella. Kun paalussa esiintyy vain puristusvoimia, on paalun pää valettava vähintään 10 cm paaluanturan sisään (alusbetonia ei oteta huomioon). Jos kysymyksessä ovat vetopaalut, on asia ratkaistava kussakin tapauksessa erikseen niin, että vetovoimat paalusta anturaan välittyvät riittävällä varmuudella. Riippuen rakenteesta paalut sijoitetaan joko tasaisesti koko rakenteen alle tai ne sijoitetaan ryhmiin.

Pienin välimatka anturan sivupinnan ja paalun ulkopinnan välillä tulee olla puupaaluja ja 25 cm \times 25 cm teräsbetonipaaluja käytettäessä vähintään 10 cm ja 30 cm \times 30 cm teräsbetonipaaluja käytettäessä vähintään 15 cm.

Rakenteeseen vaikuttavat vinot voimat otetaan vastaan vinopaaluilla. Vinopaalujen sijoittamisessa on otettava huomioon niiden lyönti työpaikalla. Kovin kaltevia paaluja on myös syytä välttää, koska niiden lyönti suunnitelman edellyttämään asemaan aiheuttaa usein vaikeuksia. Maksimikaltevuus lyöntipaaluissa tulisi olla 3,5:1.

Paalujen maahan lyönti ja suojaus

Paalutuskalustoa valittaessa ja paalutustyötä suoritettaessa on lähdettävä siitä, että paalut voidaan lyödä ehjänä suunniteltuun syvyyteensä ja kaltevuuteensa. Vapaapudotusjärkälleellä varustettu paalutuskalusto on nykyisin yleisin käytössä oleva. Järkäle kootaan tavallisesti useammasta 1 Mp painoisesta osasta tarpeen mukaan. Puupaaluja lyödessä tulee järkäleen painon olla vähintään kaksi kertaa paalun, apupaalun ja lyöntisuojuksen yhteinen paino, vähintään kuitenkin 1 Mp. Betonipaaluja lyödessä tulee järkäleen olla painoltaan vähintään yhtä suuri kuin paalun, apupaalun ja lyöntisuojuksen yhteinen paino, vähintään kuitenkin 2 Mp. Tällaista 2 Mp järkälettä saa käyttää kuitenkin vain 25 cm \times 25 cm paalun lyöntiin, kun paalunpituus on enintään 10 m. Jos 25 cm \times 25 cm paalun pituus ylitt-

tää 10 m tai 30 cm × 30 cm paalun pituus on enintään 10 m on järkäleen painon oltava vähintään 3 Mp.

Apupaalun tulee teräsbetonipaaluja lyödessä olla mieluummin terästä ja sen pinta-alan n. ¼ paalun poikki-pinta-alasta. Apupaalun päät on muotoiltava niin, että lyönti välittyy kunolla paaluun.

Puupaaluja lyödessä tulee puisen apupaalun poikkileikkauksen olla suunnilleen sama kuin paalunkin.

Diesel-, paineilma- ja höyryjunttauskalustoa käytettäessä on kutakin tapausta varten tehtävä paalutusohjeet noudattaen kalustoa varten laadittuja suosituksia ja käyttäen hyväksi vapaapudotusjärkälelle annettuja ohjeita. Lyöntiohjeet on tarkistettava tekeillä vertailuja vapaapudotusjärkälekaluston kanssa. Lyöntitiehä on voitava säädellä samaan tapaan kuin vapaapudotusjärkälelläkin. Tämä on tärkeätä nimenomaan silloin, kun lähestytään kovaa pohjaa tai pitkä paalu tunkeutuu helposti pehmeässä maassa.

Paalutustyö on suoritettava tähän työhön tottuneen työnjohdon jatkuvan valvonnan alaisena. Myöskin vuorotyötä tehtäessä on tämä otettava

huomioon. Ennen paalutustyön aloittamista on laadittava paalutusohjeet, joita tarkennetaan tarvittaessa työn kuluessa. Näihin ohjeisiin kuuluvat mm. paalutuskartta, pohjatutkimustiedot, tiedot siitä, mihin syvyyteen paalujen tulee ulottua, milloin saa jomiten syvälle saa käyttää vesihuuh-telua, milloin paalun lyönnin saa lopettaa ja milloin se on viimeistään lopetettava, jotta paalua ei lyödä rikki.

Ennen paalujen lyönnin aloittamista on tarkastettava, että paalut täyttävät asetetut vaatimukset. Paalun lyönti on aloitettava käyttäen pientä lyöntikorkeutta. Samoin silloin, kun paalulla ei ole sanottavaa kärkevyydestä ja paalu tunkeutuu maahan helposti. Teräsbetonipaaluja lyö-täessä ei saa käyttää 1 m suurempaa pudotuskorkeutta, puupaaluja lyö-täessä 1.5 m. Paalun painuma tulee tällöin olla 5...15 cm lyöntiä kohti. Kun paalu lähestyy kovaa pohjaa ja painuma lyöntiä kohti pienenee, on lyöntikorkeutta pienennettävä asteit-tain siten, että painuma on pienempi kuin kolme kertaa suurin vaadittu loppupainuma, joka on esitetty taulu-kossa 18.

Taulukko 18. Teräsbetonipaalun lyöntivastusvaatimukset.

Paalun koko	Maks. sallittu painuma (mm) kymmenellä is- kulla järkäleen painon ollessa			Pudotuskorkeus (cm) paalun pituuden ollessa				
	2 tn	3 tn	4 tn	5 m	10 m	15 m	25 m	35 m
25 × 25 cm	8	15	20	25	30	35	40	45
30 × 30 cm	(5)	10	15	35	40	45	50	55

Tukipaalun lyönnin saa lopettaa sen jälkeen, kun paalun kärki on saavuttanut tutkimusten mukaisen kovan pohjan ja viimeisestä kymmenen lyönnin sarjasta määritetty loppupainuma lyöntiä kohti alittaa taulukossa mainitut maksimiarvot. Lisäksi painuman on osoitettava kolmella viimeisellä kymmenen lyönnin sarjalla jatkuvaa pienenemistä.

Jos paalu osuu kiveä tai kalliota vasten, on paalun lyönti heti lopetettava. Jos paalu on tarkoitusta varten varustettu erikoisella kalliokärjellä, jatketaan lyöntiä erikoisesti tätä tarkoitusta varten annettujen ohjeiden mukaisesti. Mm. sillanrakennuksen yleisessä työselityksessä (1968) on esitetty ohje kalliokärjellä varustetun paalun lyömisestä vasten kalliota. Kun paalu saavuttaa kallion, saa lyöntikorkeus olla enintään 20 cm, ja paalua lyödään seuraavan ohjelman mukaan:

- 100 iskua pudotuskorkeus 10 cm
- 100 iskua pudotuskorkeus 20 cm
- 100 iskua pudotuskorkeus 30 cm

Kun teräskärki tunkeutuu kallioon 60 mm, voidaan katsoa, että riittävä kantavuus on saavutettu.

Lyöntien luvun tulee kärkeä kallioon lyötäessä olla kuitenkin vähintään 300, mutta, sen ei yleensä tarvitse olla yli 500.

Jos paalu on varustettu normaali-kärjellä, voidaan kokeilla, liukuuko paalu pitkin kallion tai kiven pintaa ja onko se ehyt. Tällöin käytetään korkeintaan puolta edellä esitetystä taulukossa annetuista pudotuskorkeuksista. Kussakin tapauksessa on

pohjatutkimustiedot ym. asiaan mahdollisesti vaikuttavat seikat huomioon ottaen ratkaistava, voidaanko paalulle sallia täysi- tai vain osakuorma, vai onko paalu korvattava uudella.

Kitka- ja koheesiopaalujen lyömisestä on kussakin tapauksessa annettava ohjeet ottaen huomioon pohjasuhteet. Tämä koskee myös teräs- ja erikoispaaluja.

Puupaaluja lyötäessä on pään halkeamisen estämiseksi syytä käyttää teräsrengasta.

Betonipaalun pään suojaamiseksi on käytettävä lyöntisuojusta, jonka tulee jakaa lyöntienergia paalun päähän siten, että mahdollisimman vähän iskutehosta menee hukkaan. Lyöntisuojuksella on erittäin suuri merkitys paalutuksessa, paljon suurempi kuin yleisesti tiedetäänkään. Tätä asiaa on perusteellisesti tutkittu iskuaaltoteoriaa käyttäen. Lopullisia tuloksia ei ole vielä käytettävissä, mutta ne antanevat aikanaan viitteitä lyöntisuojuksen oikeaksi rakenteeksi niin materiaalin kuin ulkonaisiin mitoihin nähden. Lyöntisuojaus ei saa olla liian kova, esim. valettu alumiini, tai liian pehmeä, esim. vanhoja auton renkaita, jolloin suurin osa lyöntityöstä menee hukkaan. Hyvän lyöntisuojuksen tulee myös säilyttää kimmoiset ominaisuutensa muuttumattomana ja luonnollisesti kestää mahdollisimman monen paalun lyönti. Kokemuksen mukaan lyöntisuojuksella ei saisi olla suurempaa joustoa tai vaimennusta kuin on sellaisella lyöntisuojuksella, joka on tehty kolmesta ristikkäisestä kerroksesta 1" mäntylautaa, ja jota on lyöty vähin-

täin 300 kertaa 2 Mp järkäleellä n. 40 cm pudotuskorkeutta käyttäen. Suoritetujen kokeilujen pohjalta on kehitetty (Laine) kuvan 193 mukainen lyöntisuojaus, jossa on käytetty azobe puuta, ja jolla on saavutettu hyviä tuloksia. Lyötyessä loppulyöntejä ei saa käyttää sellaista lyöntisuojusta, jolla ei ole lyöty vähintään edellä mainittua määrää lyöntejä.

Paalutustyön valvonta ja tarkkailutoimenpiteet voi paalutustyön kulun mukaisesti jakaa kolmeen vaiheeseen:

- toimenpiteet ennen paalun maahan lyöntiä,
- valvonta maahan lyönnin aikana
- maahan lyönnin jälkeiset toimenpiteet.

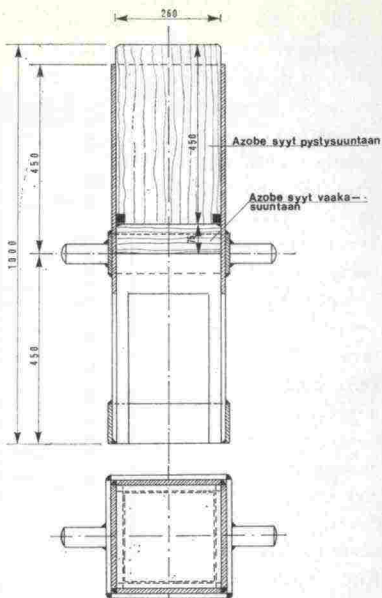
Ennen paalun maahan lyöntiä on tarkastettava, että

- käytetään oikeata paalutyyppiä,
- paalu on saavuttanut riittävän lujuuden,
- paalu täyttää edellä esitetyt vaatimukset,
- paalun kärjen tulee olla suunnitelman mukainen ja täyttää asetetut vaatimukset.

Maahan lyönnin aikana on tarkkailtava, että

- paalua käsitellään ja nostetaan oikealla tavalla,
- paalu sijoitetaan paalutuspiirustuksen tarkoittamaan paikkaan pystysuoraan tai suunnitelman mukaiseen kaltevuuteen,
- paalu pysyy sille annetussa kaltevuudessa lyönnin aikana.

Jos paalu poikkeaa joko paikkaansa tai kaltevuuteensa nähden enemmän



Kuva 193:
Lyöntisuojaus.

kuin sallitut raja-arvot edellyttävät, on yhteistoiminnassa rakennesuunnittelijan kanssa päätettävä tarvittavista toimenpiteistä,

- paalujen jatkaminen suoritetaan tarkoitetulla tavalla, esim. momenttijäykkä jatkos liitetään ja kiristetään oikein,
- järkäleen pudotuskorkeus pidetään ohjeiden mukaisena. Pehmeiden kerrosten läpi lyötyessä ei käytetä liian suurta pudotuskorkeutta. Iskun tulee olla paalun suuntaisen ja paaluun nähden keskeinen,
- loppulyöntejä lyötyessä noudetaan annettuja ohjeita, eikä lope-

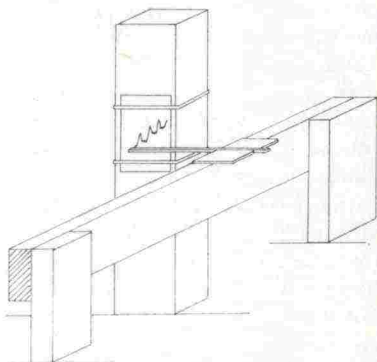
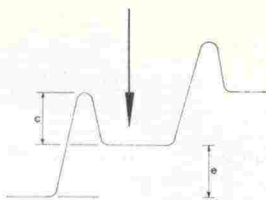
teta ennen kuin painuma on pienentynyt annettuun arvoon,

- kalliokärjellä varustettua paalua lyödään annettujen ohjeiden mukaisesti,
- uutta lyöntisuojusta ei vaihdeta loppulyöntien aikana,
- suoritetaan joustomittauksia tarvittaessa kitkapaaluja lyödessä, kuva 194.,
- lyönti lopetettava, jos paalu osuu kallioon tai isoon kiveen, ja noudatettava edellä esitettyjä näkökohtia.

Maahan lyönnin jälkeen:

- paalun yläpää on vaaittava välittömästi lyönnin jälkeen, on todettava, onko paalun keskeen asennettu putki avoin ja suora paalun kärkeen saakka,
- jos paalu katkaistaan ennen jälkipaalutusta, on paalun yläpää vaaittava sekä ennen että jälkeen katkaisun,
- kun paalutustyö on suoritettu, on paalun yläpää vaaittava uudelleen. Yleensä tarkistus- tai jälkipaalutus on suoritettava, jos paalun nousu on suurempi kuin n. 3 mm,
- on tarkistettava, että kaikki tiedot on merkitty paalutuspöytäkirjaan.

Paalutuksen yhteydessä on pidettävä paalutuspöytäkirjaa, johon merkitään tiedot paalutuskalustosta, paalusta, paalutuksen kulusta, paalun kärjen ja yläpään korkeusasemasta. Paalutuspöytäkirjaan tulee merkitä kaikki ne tiedot, jotka voivat vaikut-



Kuva 194:

Painuman (e) ja jouston (c) mittaaminen paalun lyönnin aikana.

taa paalutuksen kelpoisuuden arvioluun. Myös tauot paalun lyönnissä sekä lyöntisuojuksen rakenne ja sen vaihtaminen on syytä merkitä pöytäkirjaan. Niinikään on syytä pöytäkirjaan merkitä poikkeukselliset tai odottamattomat tapahtumat, kuten kivien esiintyminen, epänormaalin suuri jousto jne. Painumien tarkkailu on syytä aloittaa riittävän ajoissa ja viimeistään silloin, kun painuman suuruus alittaa 50 mm kymmenellä lyönnillä. Painumien mittausta sekä pöytäkirjaan merkitä jatketaan paalun lyönnin lopettamiseen saakka.

Suomen Geoteknillisen Yhdistyksen paalutuskomitea tulee paalutusohjeita

laatiessaan tekemään myöskin ehdotuksen paalutuspöytäkirjan malliksi.

Paalujen kantavuuden määrittäminen.

Määritettäessä suunnitteluvaiheessa sallittua kuormaa paalulle on lähdettävä siitä, että paalun painuma ei ole haitallisen suuri ja että varmuus murtumista vastaan on riittävä. Useimmiten määrittely tapahtuu kokemuseräisesti sen jälkeen, kun riittävillä ja luotettavilla pohjatutkimuksilla on selvitetty pohjasuhteet rakennuspaikalla. Asiaa auttaa myös, jos käytettävissä on kokemuksia lähettyvillä tai samanlaisissa oloissa suorite-
tuista paalutuksista. Toteuttamisvaiheessa paalujen kantavuutta voidaan arvostella tai täsmällisesti määrittää eri tavoin ja verrata saatuja tuloksia suunnitelmien pohjana olleisiin lähtöarvoihin. Tarpeen vaatiessa on ryhdyttävä lisätoimenpiteisiin.

Tukipaalujen kantavuutta on yleensä helppo arvostella loppulyöntiarvojen perusteella, kun paalu on lyöty pohjatutkimusten edellyttämään kantavaan pohjaan kallioon tai kiinteään moreeniin, ja paalu kantaa kuorman kärkejään.

Kitkapaalun kantavuus on suuressa määrin riippuvainen kitkamaa-aineksen tiivyydestä ja kitkamaassa olevan paalunosan pituudesta. Myöskin paalun kärki vaikuttaa kantavuuteen, sillä harvoin on kyseessä puhdas kitkapaalu. Pohjatutkimusten ja aikaisempien kokemusten perusteella voidaan eräissä tapauksissa antaa lyöntiohjeet kitkapaaluille, niin että riittävä kantavuus saavutetaan ilman muita toi-

menpiteitä, vrt. kohta 2.321. Useimmiten on kuitenkin vaikeata ennakkoon määrittää, mihin syvyyteen ja mihin ”tiukkuuteen” paalut on lyötävä riittävän kantavuuden saavuttamiseksi. Tällöin on syytä suorittaa koe-paalutus. Sopivilla paalutusaavoilla pyritään määrittämään paalun murto-kuorma. Paalun painuma ja jousto mitataan lyönnin aikana, kuva 194. Koepaalutus voidaan tehdä jo pohjatutkimusten yhteydessä, jos on kyseessä suuri työkohde. Koepaalutukseen liittyy usein myös paalujen koe-kuormitus todellisen murtokuorman määrittämiseksi. Paalutusaavojen luotettavuutta voidaan arvostella samalla ja antaa ohjeet paalutustyötä varten. Useimmiten koepaalutus suoritetaan vasta työn alkuvaiheessa. Tällöin lyödään muutamia paaluja, esim. 2...3 paalua kullakin virtapilarilla ja maatuella lopullisten paalupituuksien määrittämiseksi ja paalutusohjeiden antamiseksi, jotta riittävä kantavuus saavutetaan.

Paalutusaavat perustuvat siihen, että järkeleän suorittama työmäärä on yhtä suuri kuin paalun painumiseen tarvittava ja paalun apupaalun lyöntisuojuksen, maan jne. kimmoisiin ja plastisiin muodonmuutoksiin kuuluva kokonaistyömäärä.

Järkeleän tekemä työmäärä = paalun painumiseen käytetty työmäärä saadaan kaavasta (136).

$$(136) \mu W_H h = W_p \left(e + \frac{c}{2} \right)$$

$\mu = \mu_1 \mu_2$ vaikutuskerroin, joka kuvaa häviöitä
 μ_1 paalutuskokeesta riippuva kerroin, jonka suuruus on

- ~ 1.0 täysin vapaasti putoava järkäle
- ~ 0.8 yhden vaijerin varassa putoava järkäle
- ~ 0.5 kahden vaijerin varassa putoava järkäle

μ_2 kerroin, jonka suuruus riippuu plastisista muodonmuutoksista lyöntisuojuksessa apupaalussa ja paalussa.

W_H järkäleen paino

h pudotuskorkeus

W_p paalun paino

Useimmat käytössä olevat paalutuskaavat perustuvat tähän, esim. Eutelwein, Weissbach, Hiley, Kreuger, Janbu jne. Erilaisilla kokemuseräisillä kertoimilla on kaavoja pyritty täsmentämään, jotta ne vastaisivat paremmin todellisuutta. Paalutuskavojen antama dynaaminen murtokuorma on yleensä huomattavasti suurempi kuin staattinen. Tämän vuoksi sallittua kuormaa määritettäessä pyritään käyttämään suurta varmuuskerrointa, 2.5...4. Mikään paalutuskava ei luonnollisesti voi ottaa huomioon täysin vallitsevia olosuhteita, mutta ne antavat kuitenkin suuntaa ja likiarvoja. Käyttämällä näitä yhdessä koekuormitustulosten kanssa saadaan paalujen kantavuus määritetyksi riittävällä tarkkuudella ja varmuudella. Kohdassa 2.321 esitetty kaava sopii käytettäväksi kitkapaaluille.

Jos paalun kantavuus halutaan määrittää täsmällisesti, on suoritettava paalun koekuormitus, ks. osa I kohta 4.71.

Puisten koheesiopaalujen koekuormitus voidaan suorittaa aikaisintaan 4 viikon kuluttua lyönnin jälkeen, teräsbetonisten koheesiopaalujen aikai-

sintaan 3 kuukauden kuluttua. Tuki- ja kitkapaalujen koekuormitusta ei ole syytä suorittaa aikaisemmin kuin n. 1 viikon kuluttua paalun lyönnistä.

Koheesiopaalujen kantavuus määritetään leikauslujuuden perusteella paalun vaippapinnassa ottamatta paalun kärkeä huomioon, vrt. kohta 2.321. Lyönnin aiheuttama häiriö vähentää leikkauslujuutta, mutta leikkauslujuus palautuu vähitellen puupaalun kyseessä ollen lähes ennalleen n. 2...3 viikon kuluttua lyömisestä.

Vetopaalut

Kuten aikaisemmin on esitetty, olisi syytä välttää vetopaaluja varsinkin koheesiomaassa. Milloin näistä ei voida välttää, ovat sallitut kuormat varsin pieniä vrt. kohta 2.321. Jos kuitenkin on rakenteista riippuen taloudellisesti edullista käyttää vetopaaluja, on kukin tapaus selvitettävä erikseen huomioon ottaen pohjasuhteet. Tapauksesta riippuen on myös vetopaaluilla syytä suorittaa koekuormituksia samaan tapaan kuin puristuspaaluilla, sopivan sallitun vetokuormituksen määrittämiseksi. Eräissä tapauksissa on syytä esikuormittaa ("esivetää") paalut ennakoita, jotta rakenne ottaa liikkumatta vetokuormat paalujen välityksellä maahan.

3.542 Erikoispaalut

Erikoispaalujen ryhmään luetaan yleensä kaikki muut kuin lyöntipaalut. Erikoispaalut eivät ole suinkaan yleispatenttiratkaisuja mihin hyvänsä

paalutustehtävään, eivätkä ne myöskään syrjäytä normaaleja lyöntipaaluja. Ne soveltuvat käytettäväksi yleensä vain määrättyissä olosuhteissa, esim. silloin, kun kysymyksessä ovat suuret kuormat, hyvin kivinen maapohja tai paksujen täytteiden läpäisy jne, sekä silloin, kun työn toteutuksen ja kustannusten kannalta päästään edulliseen kokonaislopputulokseen. Suuriläpimittaisia erikoispaaluja käytettäessä tulevat anturat pieniksi, ja monissa tapauksissa paalut voidaan jatkaa pilareina ilman varsinaista anturaa sillan kansilaattaan saakka.

Erikoispaaluja on kehitetty aikojen kuluessa lukuisia eri nimisiä usein patentoituja tyyppejä. Useimmat näistä perustuvat siihen ajatukseen, että maahan tehdään ennakolta reikä, johon paalu sitten valetaan. Riippuen siitä, miten reikä paalua varten maahan tehdään ja miten se tuetaan, voidaan paalut jakaa kolmeen perustyyppiin.

- 1) Reikää ei tarvitse lainkaan tukea, vaan se pysyy avoimena sellaisenaan. Paalu tehdään yleensä kuivissa olosuhteissa.
- 2) Reiän tukemiseen käytetään joko tikсотrooppista bentonit- tai savi-lietettä tai veden ylipainetta.
- 3) Reiän suojana käytetään teräs- tai betonisuojaputkea, joka vedetään paalun valun yhteydessä pois tai jätetään maahan.

Erikoispaalu voidaan koota myöskin elementeistä joko ennakoon tai sitä mukaa kuin paalu lyödään tai hydraulisesti puristetaan maahan.

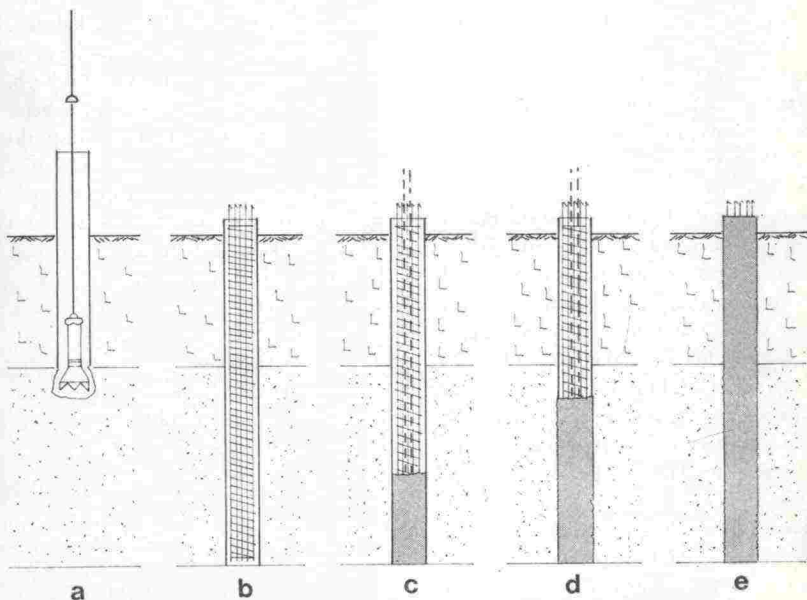
Kaivinpaalut

Kaivinpaalu tehdään periaatteellisesti siten, että suojaputki painetaan maahan yleensä samanaikaisesti kun putkea hierretään pystyakselinsa ympäri. Maa-aines putken sisältä poistetaan erikoiskaivurilla ja putken eteen satuvat kivet rikotaan meisseliä käyttäen. Kun riittävä syvyys, kovapohja tai kallio on saavutettu, asennetaan putken sisään rauditus, ja paalu valetaan esim. contractor-valua käyttäen samalla kun työputki vedetään pois, kuva 195 a. Kaivinpaalujen läpimitat vaihtelevat varsin laajoissa rajoissa, ja yleisimmin käytetään läpimittoja Ø 50 cm, Ø 60 cm, Ø 70 cm, Ø 90 cm, Ø 120 cm, ja Ø 150 cm. Kaivinpaaluja voidaan käyttää myöskin vino-paaluina ja kaltevuus riippuu paalun läpimitasta. Maksimikaltevuuksina voidaan suositella: Ø 50...60 cm paalut kaltevuuteen 3...4:1, Ø 70...90 cm paalut 5...6:1, Ø 120 cm paalut 8:1 ja Ø 150 cm paalut mieluummin pystysuoraan.

Kaivinpaaluja käytettäessä on paalujen läpimitta pyrittävä soveltamaan kuormitusten mukaisesti siten, että paaluille tulisi lähelle maksimikuormaa oleva kuormitus (maksimikuormikuormitus yleensä 50 kp/cm² poikkipinnalle). Suurissakin kuormituksissa voidaan käyttää vain harvoja paaluja. Antura tulee tällöin pieneksi, ja esim. sillan maatuessa voidaan antura nostaa monessa tapauksessa huomattavasti ylemmäksi kuin lyöntipaaluja käytettäessä. Pilareissa voidaan antura jopa jättää kokonaan pois, ja johtaa paalu pilarina suoraan sillan kanteen.

Kaivinpaalut voidaan sijoittaa lähelle toisiaan, koska työputkea upotettaessa ei maata työnnetä sivulle. Miten lähelle toisiaan ne voidaan sijoittaa, riippuu alapään kantavuudesta. Jos kyseessä on kalliolle perustettu tukipaalu, paalut voidaan sijoittaa kiinni toisiinsa jopa niin, että paalut leikkaavat toisiaan ja muodostavat kantavan rakenteen lisäksi kaivannon maanpaineen ja vesipaineen kestävä tukiseinän, patoseinän. Esim. Helsingin keskustassa City-korttelin rakentamisessa käytetty patoseinä ankkuroituna ottaa vastaan 20 m maanpaineen ja 17 m korkuisen vesipaineen. Jos kaivinpaalu on vapaassa vedessä tai hyvin pe-

meässä maassa tai suurikivisessä harvassa täytteessä, on betonin leviämisen estämiseksi paalun valuvaiheen aikana käytettävä vaippaputkea. Kaivinpaalujen teko ei yleensä aiheuta tärinää eikä sivupainetta ympäristöön, koska maat poistetaan sitä mukaa kun työ edistyy. Tämä saattaa olla edullista silloin, kun työalueen lähettyvillä on tärinälle tai sivupaineelle herkkiä rakenteita. Kaivinpaaluja voidaan myöskin käyttää mentäessä kivitäytteen läpi ja yleensä kivisessä maastossa. Eteen sattuvat esteet voidaan poistaa meislauksin, porauksilla ja räjäyttämällä, jopa käyttämällä apuna sukeltajiakin. Kaivinpaalu pyritään yleensä



Kuva 195A:
Kaivinpaalun valmistusvaiheet.

ulottamaan kallioon tai kiinteään moreeniin. Kaivun yhteydessä otetuilla näytteillä voidaan päätellä riittävä syvyys. Ennenkuin paalu valetaan, on paalun alapään kohdalta poistettava hieno vedestä laskeutuva maa-aines, jotta paalun alapää tulee kantavaan pohjaan. Paalu voidaan myös jättää kitkamaahan ja paalun kantavuus voidaan määrittää kärki- ja vaippavastuksen perusteella. Nämä mobilisoituvat paalua kuormitettaessa eri tavoin riippuen pohjasuhteista. Vaippavastuksen osuus on useimmiten ratkaisevan suuri ja se mobilisoituu verraten pienellä muodonmuutoksella, jos paalu tehdään asiallisesti löyhdyttämättä ympäröivää maa-ainesta. Paalun kantavuuden arvioimiseen on käytettävissä useitakin eri tutkijoiden kehittämia laskumenetelmiä, (mainittakoon esim. Kerisel ja Kozdi). Saavutetut tulokset ovat kuitenkin epätarkkoja alkuarvojen määrittelyn epävarmuudesta johtuen. Jos paalun alapään kohdalle sattuu vino kallionpinta, se voidaan tasata paalun teon yhteydessä. Paalun alapää on myös helppo varustaa tarvittaessa kalliotartunnoilla. Jos kaivinpaalulle tulee vetoa, voidaan paalun vetokestävyys arvioida vaippakitkan avulla. Milloin vetokuormitus on suuri, ja paalu ulotetaan kallioon se on helppo ankuroida paalun lävitse. Kaivinpaalut voidaan tehdä hyvinkin pitkinä, pisimmät Suomessa tehdyt paalut ovat n. 75 m. Toisaalta paalut voidaan myöskin tehdä huomattavasti lyhyempinä kuin lyöntipaalut. Alle 1,5 m pituisia paaluja ei ole syytä kuitenkaan käyttää.

Putken avulla lyötävät, paikalla valettavat paalut

Putken avulla lyötäviä, paikalla valettavia paaluja on kahta tyyppiä:

- Putki nostetaan pois sitä mukaa kun valu edistyy.
- Putki jätetään maahan ja se toimii muottina.

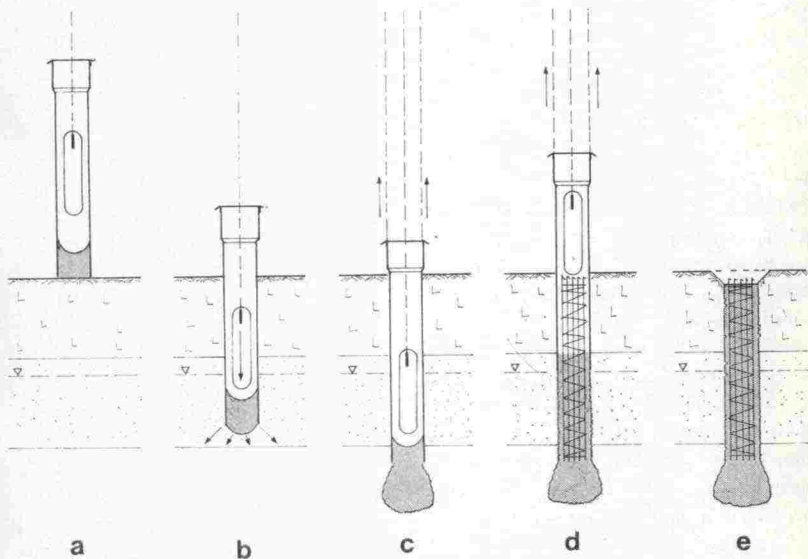
Ensin mainitussa tapauksessa putki toimii työputkena ja sen alapää suljetaan sopivasti tulpalla tai kärjellä putken upotuksen ajaksi. Tavallisin meillä käytössä oleva tämän tyyppinen paalu on Franki-paalu. Avonaisen työputken alaosaan täytetään 0.8... 1.0 m maakosteata betonia tulpaksi, jota lyödään putken sisällä olevalla pitkänomaisella 2... 4 Mp järkäleellä. Teräsputki painuu tulpan mukana ja tulppa estää veden pääsyn putkeen. Kun riittävä syvyys on saavutettu, putkeen lisätään betonia, teräsputki pidetään paikallaan ja betonitulppa lyödään osittain putken alapään ulkopuolelle, jossa se muodostaa 1.3... 1.5 kertaa putken läpimittaa suuremman laajennuksen, ikäänkuin anturan. Putkeen asennetaan rauditus ja putkea nostetaan samalla kun putkeen vaiheittain lisätään betonia, ja sitä tiivistetään järkäleellä. Paalun valu suoritetaan kuivissa olosuhteissa. Vettä ei saa tunkeutua työputkeen paalun upotuksen tai valun aikana, kuva 195b.

Putkea maahan upotettaessa maa-aines murtuu tulpan edessä, siirtyy sivulle, samalla maa-aines myös tiivistyy putken alapään ympärillä. Upotuksen hidastuessa saavutetaan lopulta

tasapainotila. Tällöin maan tiiviys vastaa järkäleen lyöntienergiaa. Maapohjan murtumista ei enää tapahdu työputken pään alla, eikä putki tulppiineen painu syvemmälle. Paalun kantavuutta voidaan sen jälkeen arvioida paalutuskäyrien avulla. Tämä edellyttää kuitenkin, että pohjatutkimusten mukainen kantava muodostuma on saavutettu, eikä paalu jää ylemmäksi esim. pehmeän kerroksen päällä olevan tiivistyneen kiinteän välikerroksen varaan. Työtavasta johtuen Franki-paalujen ulottaminen kallioon onnistuu vain silloin, kun pehmeän ja helposti läpimentävän kerrostuman alla kallion päällä ei ole lainkaan tai on vain ohut kiinteä kerros.

Kallioon ulottaminen ei kuitenkaan ole tarpeen. Franki-paalu on sopiva kitkamaihin, kun maa-aines tiivistyy paalua lyödessä ja paalun alapäähän muodostuu edellä mainittu laajennus. Myös kivisessä täytemaassa on paalun käyttö edullista, kun kivet upotuksen aikana työnnetään väkisin sivuille.

Paalun käyttöä samoin kuin paaluanturaa suunniteltaessa on otettava huomioon putken upotuksen yhteydessä syntyvä voimakas värinä sekä putken syrjäyttämän maa-aineksen aiheuttama sivupaine. Kivisen täyteen lävitse lyödessä on erikoisesti varotettava, että valmiit paalut eivät vaurioidu. Franki-paalujen käyttöä suunniteltaessa on pyrittävä käyttämään sa-



Kuva 195B:
Franki-paalun valmistusvaiheet.

moin kuin kaivinpaalujenkin osalta paalujen kantavuus täysin hyväksi.

Paalun läpimitta on yleensä Ø 50 cm ja paalujen keskinäisen etäisyyden tulee olla sama kuin lyövärien paalujen, vähintään $3 \times$ paalun läpimitta. Paalujen sopiva maksimikantavuus on $3 \dots 4:1$. Franki-paaluja voidaan myöskin käyttää vetopaaluina, varsinkin jos sopivalla tavalla saadaan paalun pään muodostama antura liitetyksi vetoa kestäväksi paaluun. Työtavasta johtuen kärjessä samoin kuin osassa paalun alapäätä ei normaalisti ole raudoitusta.

Vaippaputket voidaan sulkea alapäästään tiiviillä teräspohjalla ja jättää vaippa maahan lyönnin jälkeen. Vaippaputken maahan lyönti suoritetaan eri tavoin paalutyypistä riippuen. Lyönti voi kohdistua vaippaputken yläpäähän tai erikoiseen vaippaputkeen, sisään sijoitettuun apupaaluun, joka nojaa pohjalevyyn. Vaippaputki voidaan lyödä maahan myöskin sisäpuolisella $3 \dots 4$ Mp järkäleellä Franki-paalun tapaan, esim. BSP-paalu. Vaipan sisään pohjalevyn päälle pannaan n. $1.5 \dots 2.0$ m paksu kerros maakosteata betonia, jonka kiviaineksen tulee olla kovaa kestääkseen lyönnin aiheuttamat rasitukset. Betonia on lisättävä lyönnin kestäessä n. $1.5 \dots 2$ tunnin välein, jotta se ei kuumetessaan kuivu ja pölyä. Kun on saavutettu pohjatutkimusten mukainen kantava muodostuma, voidaan paalun lyönti lopettaa silloin, kun paalun painuma viimeisillä lyönneillä saavuttaa esim. paalutuskäyvoillä määritetyn painuma-arvon. Normaalitytapauksissa voidaan Ø 50

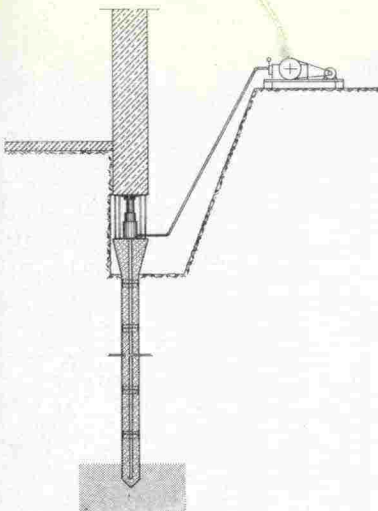
cm vaippaputkia lyödessä lyönti lopettaa, kun painuma viimeisellä kymmenellä lyönnillä on alle 25 mm järkäleen painon ollessa 4 Mp ja pudotuskorkeuden 1.5 m. Jos joudutaan läpäisemään useita kiinteitä kerrostumia ja paalu on suhteellisen pitkä, on mainittua loppupainumaa pienennettävä $20 \dots 15$ mm/10 lyönnin sarjaolosuhteista riippuen. Vesi ei saa tunkeutua vaippaputkeen lyönnin aikana, ja rauditus ja valu suoritetaan kuivissa olosuhteissa. Työtavasta johtuen ei paalun alaosaan voida sijoittaa raudoitusta.

Tällaista vaippaputkipaaluja voidaan yleensä käyttää vain vähäkivisessä kirkkamaassa. Kivet ja lohkareet saatavat helposti aiheuttaa vaippaputken repeytymisen ja paalun epäonnistumisen. Vasten vinoa kalliopintaa lyödessä saattaa vaippaputki helposti vaurioitua. Paalun alapää on mahdollista varustaa tällaisessa tapauksessa kalliokärjellä samaan tapaan kuin teräsbetonipaalu, ja lyönti voidaan suorittaa näissä esitettyjä ohjeita noudattaen. Paalujen käyttö ei ole kuitenkaan suositeltavaa näissä olosuhteissa.

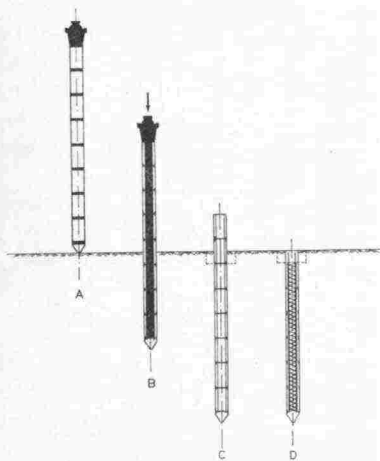
Vaippaputkipaalun murtokuormaa voidaan arvostella likimäärin kaavan (137) avulla.

$$(137) P_m = \frac{3.6 W (3.0 + \frac{h}{2.5})}{e + 0.5}$$

P_m	murtokuorma (Mp)
W	järkäleen paino (Mp)
h	lyöntikorkeus (m)
e	painuma (cm/isku)



Kuva 196:
Paalun puristaminen osina perustuk-
sen alle.



Kuva 197:
Osista koottu lyöntipaalu, West-paalu.

Paalujen keskinäisen etäisyyden on oltava vähintään sama kuin lyöntipaaluissa, ja suurin suositeltava kaltevuus on 3:1.

Elementtipaalut

Elementtipaalut kootaan useista lyhyehköistä paaluelementeistä yleensä sitä mukaa kun paalut lyödään tai puristetaan maahan. Elementtipaaluja käytetään pääasiassa perustusten vahvistamistöissä, ja niitä kutsutaan usein myöskin nimellä pätkäpaalut. Paaluelementit on tehty useimmiten teräsbetonista. Elementtien poikkileikkaus on yleensä 25×25 cm ... 35×35 cm ja pituus 0.7 ... 1.0 m, Mega-paalut, Sundblad-paalut jne. Elementit liitetään toisiinsa, joko ulkopuolisella jatkosmuhvilla tai paaluelementtiin jätettyihin reikiin asennetuilla teräksillä. Paaluelementtien keskeen jätetään 5 ... 10 cm:n läpimittainen reikä, jonka kautta paalun suoruus voidaan tarkistaa. Reikään asennetaan teräset ja sen jälkeen reikä injektoidaan. Paaluelementit puristetaan rakennetta vastapainona käyttäen hydraulisella sylinterillä osina maahan, ja paalua jatketaan sitä mukaa kun puristaminen edistyy, kuva 196.

Paalut soveltuvat käytettäväksi yleensä löyhien savi- ja silttikerrostumien lävitse kuormia viettäessä. Jos joudutaan läpäisemään esim. kiinteä hiekkakerros, voidaan läpäisyä helpottaa ilma- tai vesihuutelulla paalun kärjessä. Paalun kantavuuden varmistamiseksi on paalu ylikuormitettava vähintään $1\frac{1}{2}$ -, mieluummin 2-kertaa suuremmalla kuormalla, joka paalulle sallitaan. Kuormitus on toistettava

paalulle sallitun kuormituksen ja maitun ylikuormituksen välillä, yleensä vähintään 10 kertaa ja annettava vaikuttaa kullakin kerralla jonkin aikaa. Painuman kehitystä seurataan jatkuvasti, ja kun painuma jää kuormaa toistettaessa määrätyn maksimin alapuolelle esim. 2 mm ja paalun alapää on pohjatutkimusten mukaan sopivan kerrostuman varassa, voidaan paalu kiilata sille tulevaa kuormaa vastavaksi.

Lyöntipaalu voidaan koota myöskin valmiiksi 0.9...1.2 m pituisista putkimaisista teräsbetonielementeistä, esim. West-paalut, kuva 197. Lyönti kohdistuu paalun kärkeen kiinnitetyn terässydämen välityksellä. Jos paalu ei tunkeudu suunniteltuun syvyyteen ja paalu on turhan pitkä, voidaan ylimääräiset paaluelementit ottaa pois tai päinvastaisessa tapauksessa lisätä, niin kuin olosuhteet edellyttävät. Kun paalu on lyöty riittävän syvälle, nostetaan terässydän pois, kärkeen asennetaan rauditus ja ontelo valetaan betonilla täyteen. Paalujen normaalit läpimitat ovat Ø 35...60 cm ja sallitut kuormat 40...120 tn olosuhteista riippuen.

Sallittu paalukuorma

Erikoispaaluille sallitut kuormitukset vaihtelevat suuresti pohjasuhteista ja paalutyypin mukaan, vrt. kohta 2.32.

Kaivinpaalun toimivalle poikkipinnalle voidaan sallia, milloin se on kovassa pohjassa tai kalliossa 50 kp/cm², ja tällä perusteella tulee sallittu paalukuorma olemaan mm:

Ø 50 cm kaivinpaalulle	n. 100 Mp
Ø 90 cm kaivinpaalulle	n. 300...320 Mp
Ø 120 cm kaivinpaalulle	n. 500...550 Mp

Jos kaivinpaalu jää kitkamaahan, voidaan sallittu kuormitus arvioida erikseen pohjapinnalle ja vaippapinnalle.

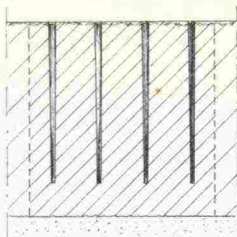
Franki-paalulle voidaan sallia kuormitusta 80...150 Mp. Teräsvaippapaalulle olosuhteista riippuen 80...100 Mp. Elementtipaaluille 30...50 kp/cm².

3.55 ERIKOISMENETELMÄT

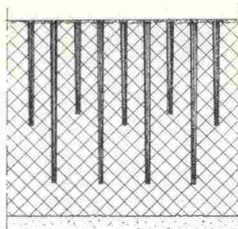
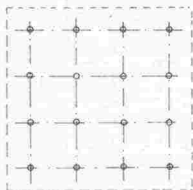
Kun normaalit perustamistavat ovat olosuhteista johtuen hankalia tai tulevat kustannuksiltaan kalliiksi, tulevat perustamisessa kysymykseen erikoismenetelmät. Ne soveltuvat käytettäväksi yleensä tapaus tapaukselta ja olosuhteet on otettava tarkoin huomioon. Useimmissa tapauksissa perustaminen voidaan suorittaa normaalein keinoin. Lähtökohta erikoismenetelmien käyttämiseksi on oltava perusteltu. Pohjasuhteet ja olosuhteet työpaikalla johdattavat sopivaan erikoismenetelmään ja sen soveltamiseen kussakin tapauksessa.

3.551 TIIVISTYSPAALUTUS

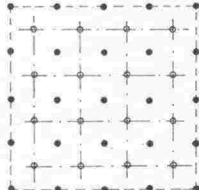
Kitkamaa saattaa olla rakenteeltaan niin löyhää, että sallittu pohjapaine jää vähäiseksi, ja perustuslaatat tulevat suuriksi, varsinkin, jos on kysymys suurista kuormista. Tällöin on



a



b

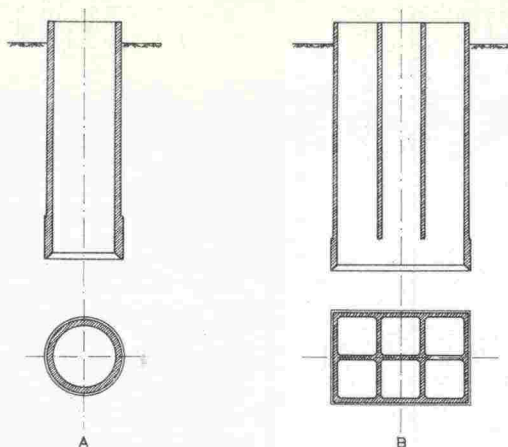


Kuva 198:
Soratiivistyspaalutus.

usein edullista lisätä maan kantavuutta tiivistämällä maa-ainesta, saattamalla maa-aineksen rakeet lähemmäksi toisiaan. Pohjapaine voidaan nostaa esim. alkuperäisestä 1.5 kp/cm^2 tiivistämisen jälkeen $3.5 \dots 4.0 \text{ kp/cm}^2$ riippuen luonnollisesti olosuhteista ja tiivistämistyön suorituksesta. Kun anturat pienenevät, tulee perustamiskustannus tiivistämistyön huomioonottaen alkuperäistä pienemmäksi.

Tiivistäminen on suoritettava riittävän syväälle ottaen huomioon pohjapaineen jakaantumisen. Syvyys riippuu näin ollen myös peruslaatan suuruudesta. Perustamistasossa pinnalla suoritettu jyräys ei riitä tiivistämisen suorittamiseen, koska tehokas jyräysvaikutus ulottuu useimmiten vain $0.3 \dots 0.5 \text{ m}$, erikoistapauksissa enintään 1.0 m syvyyteen maanpinnasta. On käytettävä menetelmiä, joilla tiivistäminen voidaan suorittaa

riittävän syväälle. Tällöin tulee kysymykseen tiivistyspaalutus. Jos kerrostuma on pohjavedenpinnan yläpuolella, voidaan tiivistyspaalutus suorittaa tekemällä kartion muotoisella paalulla reikiä maahan, ja sen jälkeen juntaamalla reikiin soraa ja hiekkaa. Usein on edullista lyödä ensin syväälle ulottuvat pitkät paalut harvaan, ja näiden väliin lyhyemmät, kuva 198. Pohjavedenpinnan alapuolella voidaan käyttää esim. tulpalla varustettua teräsputkea, joka lyödään maahan ja putkeen sullotaan soraa vaihteittain samanaikaisesti kun putkea vedetään ylös. Niinikään voidaan käyttää puutai betonipaaluja. Tiivistyspaalut sijoitetaan pohjasuhteista ja kuormista riippuen niin lähelle toisiaan, että paalujen välinen maamassa tiivistyy riittävästi. Yleensä käytetään $1 \dots 3 \text{ paalua/m}^2$. Uloin tiivistyspaalurivi on syytä sijoittaa $20 \dots 30 \text{ cm}$ anturan



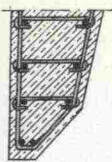
Kuva 199:
Betoninen uppokaivo.

piirin ulkopuolelle. Puu- ja betoni-tiivistyspaalujen päälle sullotaan tiiviisti n. 30...40 cm paksuinen sorakerros, ja antura valetaan tiivistetyn sorakerroksen päälle. Tiivistyspaalutuksen yhteydessä pyrkii maanpinta nousemaan. Tämä on estettävä 0.5...1.0 m paksulla täyterokkella, jonka läpi tiivistyspaalut lyödään. Yleensä tiivistettävän kirkkamaakerrostuman paksuus on enintään 5...7 m, erikoistapauksissa enemmänkin. Tiivistymisen edistymistä on syytä tarkkailla, esim. kairauksin tai tilavuuspainomäärityksin. Saatua tuloksia voidaan verrata ennen tiivistämistä vallinneisiin olosuhteisiin. Jos todetaan, että tiivistyminen ei ole riittävä, on lyötävä lisäpaaluja, ja tiivistyspaalujen keskinäistä etäisyyttä on pienennettävä.

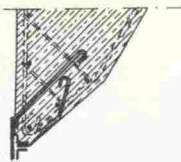
3.552 BETONISET UPPOKAIVOT JA UPPOARKUT

Uppokaivo on muodoltaan lieriön tai laatikon muotoinen, kuva 199, teräsbetonista tehty perustuselementti, joka upotetaan maahan poistamalla maata sen sisältä ja samalla kuormittamalla sitä. Sitä mukaa kuin kaivo painuu seiniä korotetaan joko vaiheittain tai jatkuvasti esim. liukuvalamalla, kuva 199.

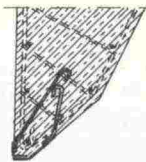
Uppokaivoa voidaan käyttää silloin, kun suuret ja raskaat rakenteet on perustettava syvälle joko rakenteellisista syistä tai sen vuoksi, että kantava pohja on syvällä paksujen pehmeiden kerrostumien peittämänä, ja kaivua uraseinien suojassa tai muita perustamismenetelmiä ei joko voida tai ei kannata käyttää. Ollakseen kilpailukelpoinen muiden perustamisme-



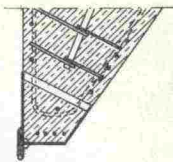
A



B



C



D

Kuva 200:

Uppokaivon vahvistettu kärkiosa.

netelmien kanssa, on uppokaivo suunniteltava ja muotoiltava siten, että se muodostaa mahdollisimman suuren ja tarkoituksenmukaisen osan lopullisesta rakenteesta. Mieluimmin niin, että yksi uppokaivo korvaa sillan maatuen tai virtapilarin perustuksen. Tällöin voidaan välttää usein muiden perustamismenetelmien edellyttämät hankalat tukemis-, laudoitus- yms. työt. Uppokaivoja on käytetty menestyksellisesti paitsi vedenottoa ja puhdistuslaitoksia rakennettaessa, myös hyvin suuria rakenteita, mm. maanalaisia pysäköintitiloja tehtäessä.

Uppokaivo on suunniteltava periaatteessa siten, että se painuu mahdollisimman tasaisesti maan sisään ja että vaippavastus on mahdollisimman pieni. Edullisin poikkileikkaus on tässä mielessä ympyrä. Useimmiten ei tähän kuitenkaan voi mennä, vaan uppokaivon poikkileikkaus muotoillaan mahdollisimman lähelle neliön muotoa. Suuri uppokaivo on syytä jalkaa väliseinillä sopiviin lokeroihin.

Upotuksen helpottamiseksi tehdään uppokaivon alaosaa n. 10...30 cm kaivon ulkoläpimittaa suuremmaksi. Kärkiosan alapinta viistetään ja vah-

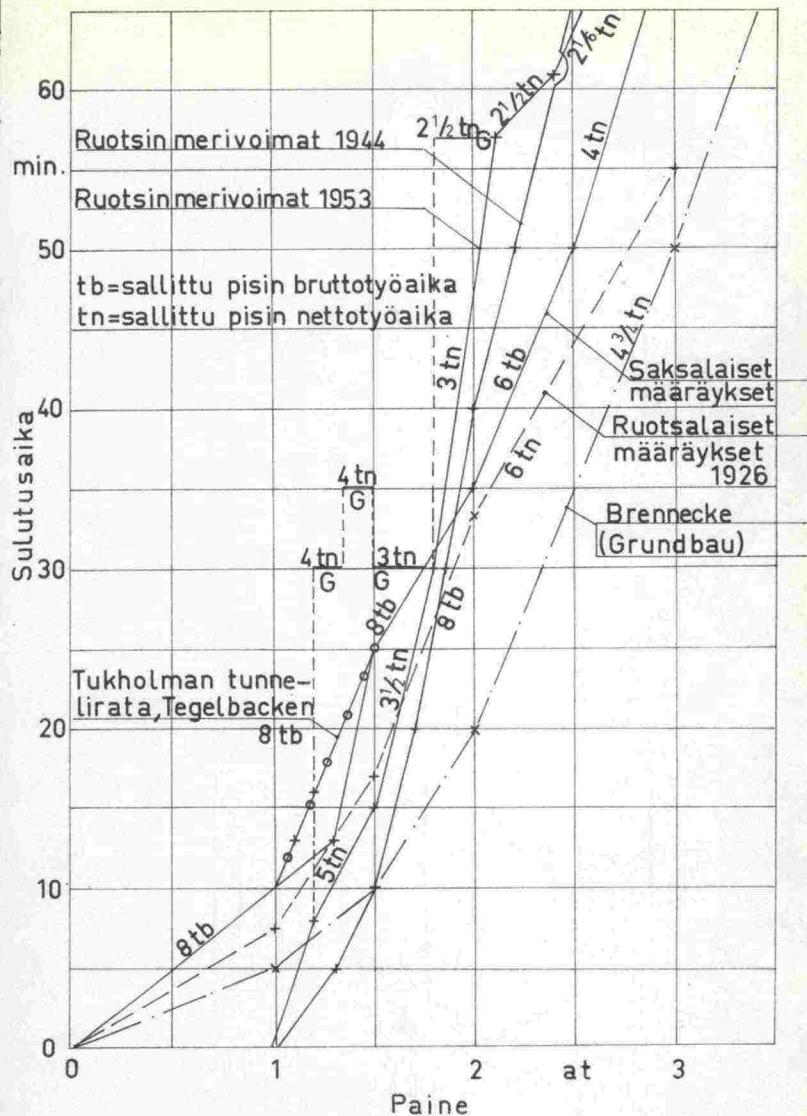
vistetaan esim. kulmateräksillä, kuva 200. Kärkiosa raudoitetaan yleensä myöskin muuta kaivon osaa vahvemmaksi, jotta se kestäisi upotuksen aikana kohdattavien esteiden aiheuttamat räsitukset. Uppokaivon seinät tehdään tavallisesti pystysuoriksi ja tasapaksuiksi. Seinämän paksuus määräytyy useimmissa tapauksissa uppokaivon tarpeellisen painon mukaan ja on tavallisesti $0.06 \dots 0.10 \times d + 5 \dots 10$ cm, kun d = kaivon läpimitta cm. Koska uppokaivo upottamisen aikana saattaa epätasaisesta painumisesta saada huomattavia räsituksia normaalin maanpaineen lisäksi, on uppokaivo varustettava vaakasuorien teräksien lisäksi myöskin riittävällä pystysuoralla raudoituksella. Uppokaivon seinän ja maan välinen vaippahankaus riippuu maa-aineksesta ja lisääntyy syvyyden kasvaessa. Löyhässä kitkamaassa on todettu vaippahankauksen käytännössä olevan n. 2...4 Mp/m^2 , ja kiinteässä kitkamaassa n. 4...8 Mp/m^2 . Koheesiomaassa voidaan vaippahankauksen otaksua olevan saman kuin maan leikkauslujuus. Vaippahankausta voidaan vähentää käyttämällä apuna vesihuuhdelua tai

täyttämällä ulkoseinämän ja maan väliin savi- tai bentonit-lietettä, esim. 100...120 g bentonit-savea yhtä vesilitraa kohti.

Upotettaessa uppokaivoa luonnollisen pohjavedenpinnan alapuolella pyritään kaivutyöt suorittamaan kuivassa, pitämällä vedenpinta alhaalla pumppujen avulla. Syvällä pohjavedenpinnan alapuolella kaivettaessa voi kaivannon pohja nousta ja näin syntyy hydraulinen pohjanmurtuminen. Tästä saattaa aiheutua pahoja vaurioita ympäristössä. Sen vuoksi on turvallisempaa suorittaa kaivutyöt tällaisessa tapauksessa vedenalaisena työnä pitämällä vedenpintaa uppokaivon sisäpuolella mieluummin ylempänä kuin mitä pohjavedenpinta edellyttää. Tällöin virtaus tapahtuu uppokaivosta pois päin ja kaivon ympärillä olevien maamassojen tunkeutuminen kaivoon estyy. Upotuksen aikana on kaivu kärjen kohdalla suoritettava siten, että kaivo painuu pystysuoraan. Kärjen alle sattuvat kivet on poistettava varovaisesti, jotta kärki ei vahingoitu. Moni uppokaivo on epäonnistunut sen vuoksi, että kärki on vaurioitunut kärjen alta kiviä räjäytettäessä. Kun riittävä syvyys tai kantava muodostuma on saavutettu, valetaan uppokaivon pohjalle vedenalaisena työnä betonipohja, joka liittyy uppokaivon alaosan kartiomaiseen pintaan ja usein tarkoitusta varten jätettyihin koloihin tai tartuntoihin. Uppokaivo pumpataan sen jälkeen kuivaksi, ja sisäpuolelle tehdään tarvittavat rakenteet kuivatyönä. Milloin uppokaivo ulotetaan kallioon, voidaan kallion pinta tarvittaessa tasata ja tehdä tar-

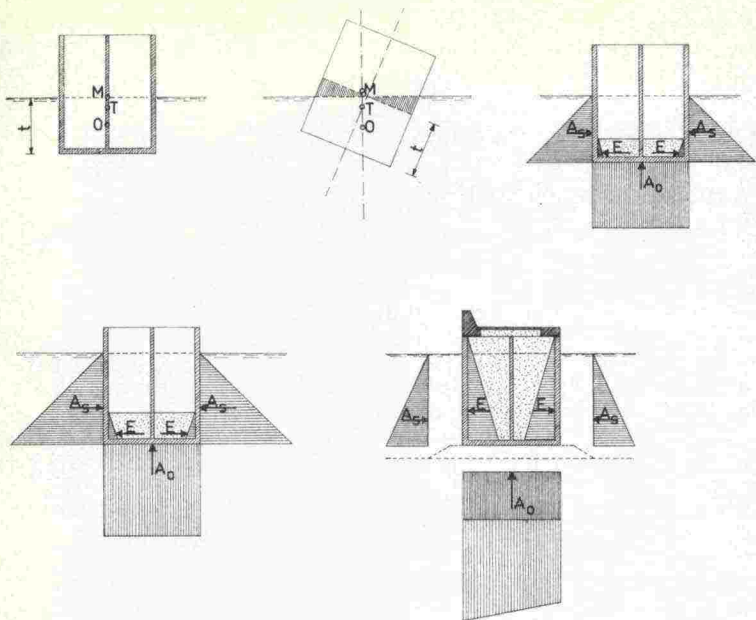
vittavat kalliotartunnat nosteen voittamiseksi.

Uppokaivon upottaminen pohjavedenpinnan alapuolelle, pitämällä kaivutaso kuivana pumppuamalla, tulee luonnollisesti edullisemmaksi kuin kaivaminen veden alla, etenkin jos maa-aine sisältää runsaasti kiviä. Milloin kuivanapitoa ei voi hoitaa suoraan uppokaivon sisältä pumppuamalla esim. pohja nousun vuoksi, voidaan käyttää pohjavedenpinnan alen tamiseksi pohjasuhteisiin sopivia menetelmiä. Jos kyseessä on suuri uppokaivo, joka joudutaan ulottamaan syvälle vedenpinnan alapuolelle ja veden tulo on suuri, esim. virtapilari vesistössä karkearakeisessa ja hyvin vettä johtavissa kerrostumissa tai kuivanapito on muuten vaikeata, voidaan käyttää ns. paineilma-kaivoa hydraulisen pohjanmurtumisen estämiseksi ja kaivutöiden suorittamiseksi kuivissa olosuhteissa. Uppokaivon alaosa muodostetaan 2.5...3.0 m korkeaksi työtilaksi ja yläosa suljetaan tiiviillä kannella. Ilma työtilassa pidetään ylipaineen alaisena siten, että veden tunkeutuminen estetään työtilaan. Yhteys työtilan ja ulkoilman välillä tapahtuu henkilö- ja tavarakulujen avulla, jotka on varustettu sulkekammioilla. Tarvittavan paineilman määrä on verraten suuri ja riippuu suuresti olosuhteista, pohjasuhteista ja syvyydestä. Nyrkkisääntönä paineilmalaitteiston mitoituksessa voidaan pitää, että pohjapinta-alan neliometriä kohti tarvitaan ilmaa n. 4 m³/min sekä kutakin työntekijää kohti lisäksi 0.5 m³/min.

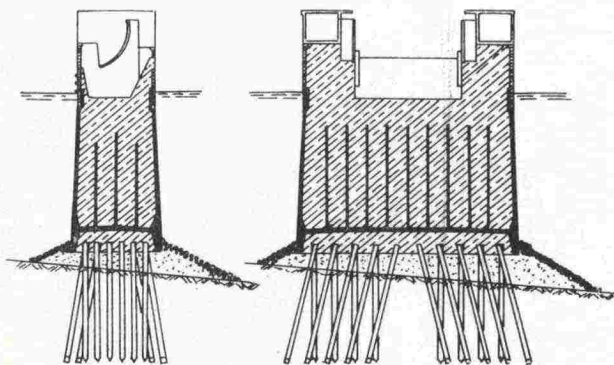


Kuva 201:

Työajan ja sulutusajan pituuden määrittäminen ilman ylipaineen mukaan työskenneltäessä paineilmakaivossa.



Kuva 202:
Uppoarkun saamat kuormitukset eri vaiheissa.



Kuva 203:
Uppoarkku paalujen varassa.

Paineilmakaivo on upotuksen aikana kuormitettava veden nostovoiman ja maan sekä kaivon välisen vaippahankauksen voittamiseksi. Upottamista voidaan helpottaa siten, että ilmanpainetta, joka normaalisti työskennellessä pidetään mahdollisimman vakiona, vähennetään 0.5...1.0 aty. Miehistön tulee luonnollisesti olla tällöin poissa työskentelytilasta. Työturvallisuuden vuoksi on työmaa varustettava varalaitteilla sekä paineilman että sähköjen jatkuvaa saantia varten. Pelätyn sukeltajantaudin varalta täytty työmaalla olla erikoinen sairaspainekammio. Nopea ilmanpaineen aleneminen aiheuttaa ilmakuplia veressä ja kudoksissa ja johtaa sukeltajantaudin syntymiseen. Tämän välttämiseksi täytyy ilmanpaineen vähetä riittävän hitaasti ja ns. sulutusajan on oltava riittävän pitkä. Tämä aika riippuu osittain paineen suuruudesta ja osittain ajasta mikä on oleskeltu ylipaineessa. Terveystyistä määritellään myöskin sulutusaika ja pisin päivittäinen työaika. Kuvassa 201 on esitetty eri yhteyksissä määritettyjä työajan ja sulutusajan pituuksia työskennellessä ylipaineen alaisena. Paineen ollessa 1.2 aty saa päivittäinen työaika olla 8 tuntia. Kun paine on 2.5 aty, vähenee työajan pituus puoleen. Eräissä maissa, esim. Saksassa vaaditaan työsuoritukseen erikoislupa, jos ylipaine on suurempi kuin 2.5 aty. Suurin vesivyvyys siellä, missä paineilmakaivoa voidaan käyttää on käytännössä n. 35 m.

Uppoarkulla tarkoitetaan laatikon muotoista esivalmisteista perustuselementtiä, joka yleensä on varustettu

pohjalla, uppoarkku siirretään esim. hinaamalla rakennuspaikalle ja upotetaan ennalta valmiiksi tasoitetulle kantavalle pohjalle. Upotuksen jälkeen uppoarkku täytetään joko osaksi tai kokonaan betonilla tai karkealla täyteaineella. Uppoarkkua voidaan käyttää sillan virtapilarien ja majakoiden perustuksissa, laitureina ja aallonmurtajina silloin, kun vesisyvyys on merkittävä (useita metrejä) ja kun työ varsinaisella työpaikalla halutaan supistaa mahdollisimman vähäiseksi.

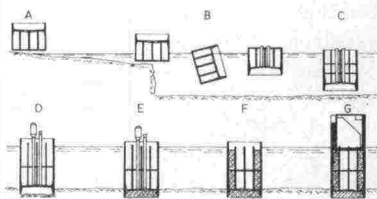
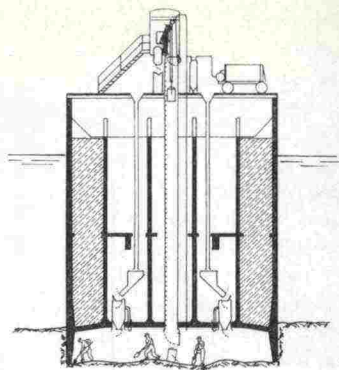
Uppoarkku voidaan rakentaa riippuen vallitsevista olosuhteista kuivatelakalla, jolloin sen vesille saaminen on yksinkertaista. Maapadolla voidaan sulkea esim. sopiva lahdeke, joka pumputaan kuivaksi ja jonka sisäpuolella kuivissa olosuhteissa tehdään tarvittavat arkut. Arkut voidaan rakentaa myös kuivalla maalla ja laskea esim. laskurataa pitkin veteen tai yksinkertaisesti nostaa riittävän suurilla nostureilla veteen. Kuva 202 esittää kasuunin laskemista veteen laskurataa pitkin.

Uppoarkkua suunniteltaessa on myös tutkittava sen stabiilitetti kuljetuksen aikana niin, että se pysyy oikeassa asennossaan riittävällä varmuudella. Kuvassa 202 kasuunin painopiste on merkitty = T, syrjäytetyn vesimassan painopiste = 0 ja metacentrum = M. Uppoarkun stabiilitetti riippuu painopisteen asemasta ja ylöspäin suuntautuvan voiman sijainnista. Välimatka painopisteen ja metacentrumin välillä (TM) määrittää kasuunin stabiilitetin. Tämän ns. metacentrumin korkeuden tulisi olla

pienempi kuin 30 cm. Uppoarkku on syytä mitoittaa seuraavia kuormitus-tapauksia silmälläpitäen:

- 1) Kasuunin rakennusaikana ja vesil-laskun yhteydessä esiintyvät kuormitukset.
- 2) Kasuunin hinauksen ja paikalleen laskemisen yhteydessä esiintyvät eri kuormitustapaukset. On tut-kittava eri vaiheessa kasuunin ul-ko- ja väliseinille tulevat vesipai-neet ja maanpaineet. Teoreettisiin kuormituksiin on yleensä syytä li-sätä 20 %.
- 3) Lopullisessa rakenteessa vaikutta-vat voimat ja vedenpaine ja täyt-teen aiheuttama kuorma, samoin kuin aaltojen ja jäiden aiheutta-mat rasitukset.

Ennen kuin kasuunia ryhdytään si-joitamaan paikalleen on pohja ta-soitettava huolellisesti. Tarvittaessa on kokoonpuristuvat maa-ainekset poistettava ja korvattava sora- tai se-pelitäytteellä. Jos pehmeä kerrostuma on kovin paksu, voidaan alusta paa-luttaa ennen arkun paikoilleen pa-noa, kuva 203. Tasoitetun pohjan sa-moin kuin paalujen päälle levitetty täyte voidaan injektoidamalla kovettaa niin, että arkku liittyy hyvin pohjaan tai paalutukseen. Arkku voidaan myöskin ankkuroida vetoa kestävästi alustansa. Ankkurointi suoritetaan esim. poraamalla ankkuriteräksiset ark-kuun ennalta sijoitettujen teräsput-kien kautta ja suorittamalla ankku-rien esijännittäminen injektointineen sen jälkeen kun arkku on paikoil-laan.



Kuva 204:

Uppoarkku paineilmakaivona ja arkun eri työvaiheet.

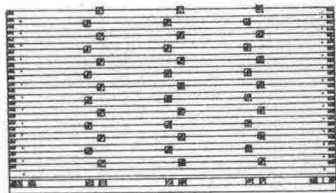
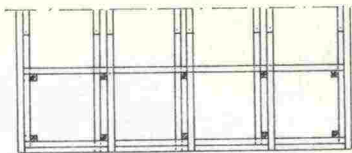
Uppoarkun alaosa voidaan muodos-taa vastaavaan tapaan työtilaksi kuin paineilmakaivon kyseessä ollen ja upottaminen paikalleen suorittaa yli-paineen alaisena. Kuvassa 204 on esi-tetty tällä tavoin tehdyn uppoarkun eri työvaiheet kaavamaisesti lähtien rakentamisesta kuivalla sen asentami-seen valmiiksi paikalleen.

3.553 HIRSI- JA LANKKUARKUT

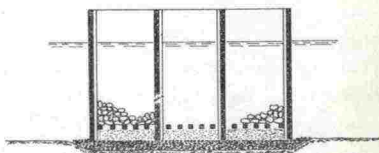
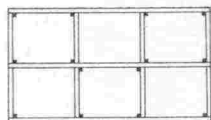
Hirsi- ja lankkuarkkuja voidaan käyttää perustamistöissä avoimessa vedessä samaan tapaan kuin betoni-

arkkujakin. Arkut tehdään valmiiksi useimmiten rannalla ja siirretään sitten uittamalla työpaikalle. Talvella arkut voidaan rakentaa myös jään päällä. Valmiit arkut lasketaan täytämällä osa arkkujen lokeroista kivilä tai soralla valmiiksi puhdistetun ja tasatun pohjan päälle. Puisten arkkujen käyttö edellyttää, että niiden kohdalta on poistettu pehmeät massat ja tilalle täytetty karkearakeisia maa-aineksia samaan tapaan kuin betoniarkkuja käytettäessä. Jos pohja on pinnaltaan kalteva tai epätasainen, voidaan pahimmat epätasaisuudet tasata ja arkun alaosa muotoilla pohjan mukaiseksi. Mikäli arkun alle jää pehmeitä ja kokoonpuristuvia kerroksia, voidaan tarvittava paalutus suorittaa joko ennen arkun paikalleen laskua tai vasta jälkeinpäin, suorittamalla paalutus arkun lävitse. Arkun upottamista varten tarvittava painotusmassa on sijoitettava niin, ettei se ole paalujen tiellä.

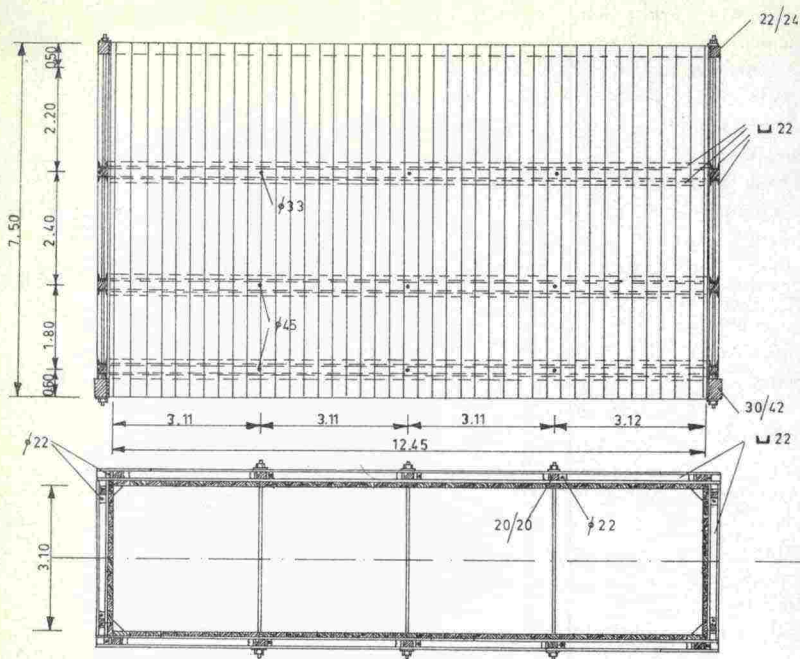
Hirsiarkkua, harvemmin lankkuarkkua on käytetty ja käytetään vieläkin pysyvänä rakenteena, varsinkin laiturerakenteissa. Arkun yläosa on jätettävä 0.5...1.0 m syvyyteen alimman vedenpinnan alapuolelle lahoamisen samoin kuin jäiden vaikutuksen estämiseksi, ja arkun päälle on tehtävä betonirakenne. Täyttö voidaan suorittaa myös osittain tai kokonaan veden alla valettavalla betonilla. Varsinkin siltarakenteissa tulisi täytön olla pääasiallisesti betonia, paitsi tilapäisluontoisiksi tarkoitettuisa rakenteissa. Tällöin puurakenne voi ulottua vedenpinnan yläpuolellekin.



Kuva 205:
Hirsiarkku.



Kuva 206:
Hirsiarkku laskettu ennalta tasatun pohjan varaan.



Kuva 207:
Lankkuarkku.

Arkkua voidaan käyttää myös tilapäisenä suojarakenteena, jonka sisäpuolella tehdään varsinainen rakenne. Näin voidaan menetellä myös paaluanturan rakentamisessa vapaaseen veteen. Puuarkku, nimenomaan lankkuarkku, sijoitetaan johdepaalujen varaan paikalleen ja arkun pohjaan jätettyjen reikien lävitse lyödään paalut oikeihin paikkoihinsa ja kaltevuutensa. Arkkua voidaan myöskin käyttää työtelineenä paalutuksessa. Arkku voidaan uittaa ja laskea sopivaan syvyyteen ennalta lyötyjen paalujen päälle siten, että paalun päät

osuvat arkun pohjaan jätettyihin aukkoihin ja jäävät arkun sisään. Sen jälkeen kun on suoritettu tarvittavat tiivistykset ja painotukset, arkku voidaan pumpputa kuivaksi ja rakentaa antura- ja muut perustusrakenteet kuivissa olosuhteissa. Rakenne voidaan poistaa rakentamisen jälkeen tarvittavilta osilta.

Hirsiarkku tehdään tavallisesti salvosliitoksin, ja hirret on veistettävä ja asetettava huolellisesti niin, että ne lepäävät tukevasti toistensa päällä. Arkku on jaettava lokeroihin ja sidottava läpimenevillä hirsillä toisiin-

sa, jotta estettäisiin arkun pullistuminen ja särkyminen, kuva 205 ja 206. Arkun laskemisen yhteydessä voidaan osa lokeroista painottaa irtosäilyksellä ja sen jälkeen, kun arkku on paikallaan, valaa joihinkin lokeroihin betonia vedenalaisena työnä.

Lankkuarkku kootaan tavallisesti pystysuorista uralankuista. Suurikokoisen lankkuarkun solkirakenteet tehdään yleensä muototeräksistä, solkien kannattamiseen ja arkun pullistumisen estämiseen käytetään pyöröteräksiä, kuva 207. Pienehkön arkun soljet voidaan tehdä myös puusta.

3.554 INJEKTOINNIT

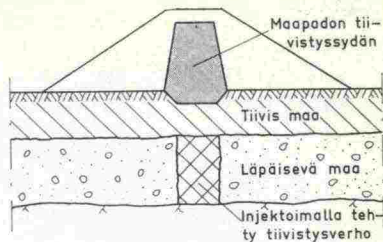
Maainjektointi

Maainjektoinnilla tarkoitetaan työmenetelmää, jossa maan huokostila täytetään injektointilaastilla tiivistämis- tai vahvistamistarkoituksessa. Koska itse maa-aines on valmiin injektoidun tuotteen toinen komponentti, on sen vaikutus injektointilaastin valintaan ja aikaansaatuun loputulokseen ratkaisevaa laatua.

Käyttömahdollisuudet. Seuraavassa on käyttömahdollisuuksista puhuttaessa tarkasteltu yleisesti eräitä maainjektointiin liittyviä etuja, esitetty joihinkin yleisimpiä käyttöesimerkkejä sekä lopuksi lueteltu eräitä maainjektointia rajoittavia tekijöitä.

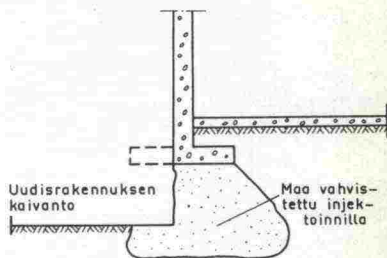
Maainjektoinnin tarjoamat edut:

- injektoinnilla aikaansaadaan vesitiiviyyttä, parannetaan maan puristus- ja leikkauslujuutta sekä estetään painumien syntyminen,



Kuva 208:

Maapadon alle maainjektoinnilla tehty tiivistysverho.



Kuva 209:

Perustusten alla olevan maan vahvistaminen maainjektoinnilla.

- voidaan käsitellä hyvinkin syvällä olevia maakerroksia poistamatta yläpuolella olevaa maata,
- eri maakerrokset voidaan käsitellä yksilöllisesti riippumatta niiden toisistaan mahdollisesti eroavista ominaisuuksista,
- injektointi voidaan tehdä valmiin rakenteen (esim. maapadon) alle sen toimintaa häiritsemättä ja sitä purkamatta,
- suuret lohkareet ja kova maa eivät estä injektoinnin suorittamista, sillä uusilla kairausmenetelmillä voidaan kovat kerrokset lä-

- päistä ja injektointiputket asentaa haluttuun syvyyteen,
- injektointi voidaan tehdä ahtaissa-kin tiloissa esim. rakennusten kellarissa äänettömästi,
 - oikein suoritettu maainjektointi on pysyvä.

Käyttöesimerkkejä:

- 1) Maapatojen alla olevien vettä läpäisevien maakerrosten tiivistäminen. Maainjektointi on yleensä taloudellisesti edullista, jos maakerrokset ovat paksuja tai sijaitsevat vettä läpäisemättömien kerrosten alla (kuva 208).
- 2) Maanlujuuden parantaminen olemassa olevien rakenteiden alla. Tämä tapaus tulee usein kysymykseen, kun rakenteen vieressä kaivetaan uuden rakenteen peruskuoppa entistä perustamistasoa syvemmälle (kuva 209).
- 3) Jos tunnelitöiden yhteydessä kalliopeite osoittautuu niin ohueksi, ettei se kanna yläpuolella olevia maamassoja, voidaan injektoinnin avulla maa tehdä itsensä kantavaksi ja siten vähentää kalliokatolle tulevaa kuormaa. Edullisimmassa tapauksessa voidaan tunneli kaivaa suoraan injektoituun maahan ja vahvistaa se vasta myöhemmin betonirakenteilla.

Maainjektoinnin käytön rajoitukset:

- hietaa hienompaa maata ei pystytä injektointiin ja hienoja lajit-

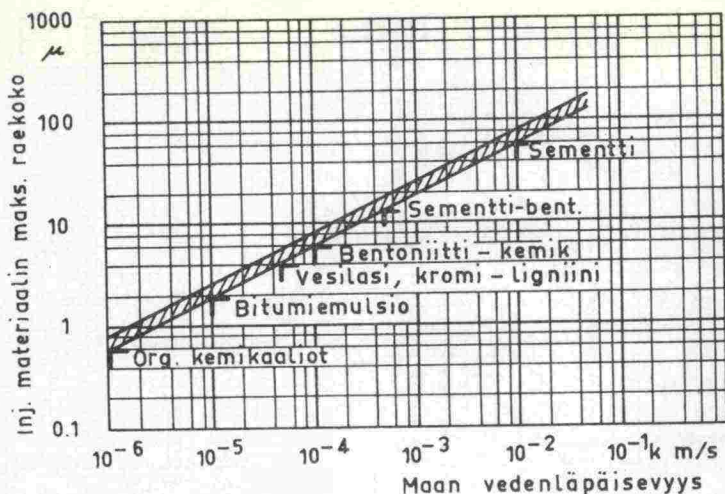
teita sisältävän maan injektointi on aikaa vievää ja kallista,

- injektoinnilla ei saavuteta luotettavaa maan lujisuuden lisääntymistä, jos injektoitujen vyöhykkeiden väliin jää tiiviimpiä ei injektoituvia kerrostumia. Jos injektoinnilla pyritään vesitiivyyteen, niin tällä seikalla ei ole merkitystä, koska maa, jota ei pystytä injektointiin, on yleensä luonnostaan tiivistä,
- hienompaa materiaalia injektoidessa on aikaansaatu lujisuuden kasvu vähäinen ja epämääräinen,
- injektoidessa lähellä maanpintaa olevia maakerroksia laastin tunkeutuminen maanpintaan hankaloittaa työn suoritusta ja vaarantaa teknillistä lopputulosta,
- maainjektointi vaatii maaperän tarkkaa selvittämistä ennen työhön ryhtymistä, jotta laastien ja kaluston valinta voitaisiin suorittaa oikein.

Maainjektoinnin edellytysten selvittäminen.

Maan injektointivuutta selvitetään kahta eri tietä: a) maan vedenläpäisevyyden tai b) maan rakeisuuden perusteella. Näistä antaa rakeisuus selvemmän viitteen maan injektointivuudesta, mutta maan tiiviys ja kerrostuneisuus ym. tekijät vaikuttavat injektointivuuteen siinä määrin, että vedenläpäisevyyksikoiteita tarvitaan varmistamaan rakeisuuden perusteella tehtyjä päätelmiä.

Laboratoriossa tehdyt vedenläpäisevyyksikoheet eivät anna täysin luotettavia tuloksia, sillä ensinnäkin maa-



Kuva 210:

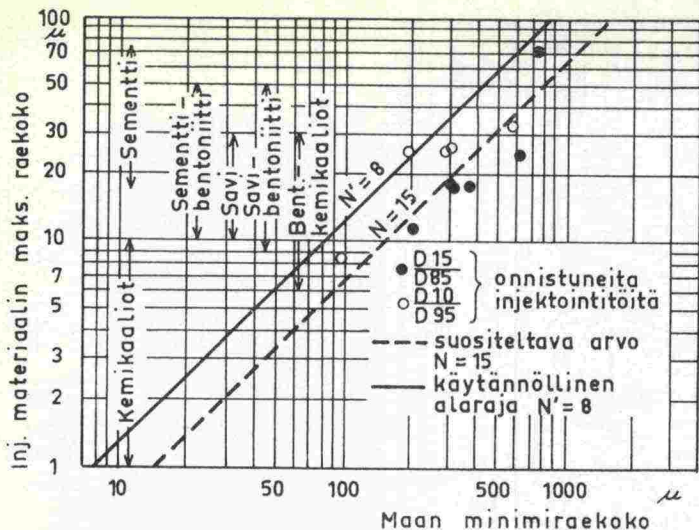
Injektointilaastin valinta vedenläpäisevyyskertoimen perusteella.

näyte voi olla pahasti häiriintynyt ja toiseksi vedenläpäisevyyskoe voidaan yleensä tehdä vain pystysuunnassa. Injektointilaastin tunkeutumisuu-
nta on kuitenkin normaalisti vaakasuora. Maan injektointivuus saadaan paremmin selville, jos vedenläpäisevyyskoe tehdään paikan päällä luonnontilassa. Tällöin koe kuvaa varsinaista maa-
injektointia ja veden kulkusuuntaa tutkittaessa on sama kuin injektointi-
laastin.

Injektointilaastin valinta. Vedenläpäisevyyskertoimen ja injektointi-
aineen keskinäisestä riippuvuussuh-
teesta voidaan tehdä esim. kuvan 210
mukainen diagrammi, josta suoraan
voidaan päätellä, minkä tyyppiset laas-
tit ja liuokset kulloinkin voivat tulla
kysymykseen. Injektointiaineiden kus-
tannukset yleensä lisääntyvät sitä mu-

kaa, kun vedenläpäisevyyskerroin pie-
nenee. Varsinkin orgaanisten aineiden
alueella nousevat kustannukset voi-
makkaasti.

Injektointilaastin valinta rakeisuu-
den perusteella. Maainjektointia suun-
niteltaessa on yleensä turvaututtava
pelkästään maan rakeisuuteen perus-
tuviin tietoihin. Sekä matemaattisesti
että kokemuseräisesti on todettu,
että maan huokosten muodostamien
kanavien koko on 1/5 maan rakei-
den D_{10} -läpimitasta (läpäisyprosenttia
10 vastaava läpimitta). Kaksi injek-
tointilaastin hiukkasta voi kiilaantua
tällaiseen kanavaan, sen sijaan kol-
men hiukkasen muodostama silta
murtuu ja laasti leviää maamassaan.
Näin ollen laastin suurimpien hiuk-
kasten läpimitta D_{85} saa olla korkein-
taan 1/3 maan huokosten läpimitasta



Kuva 211:

Injektointilaastin valinta maan rakekoon perusteella.

eli $\frac{1}{5} \times \frac{1}{3} = \frac{1}{15}$ maan rakeiden läpimitasta D_{10} . On muodostettu luku $N = \frac{D_{15}}{D_{85}}$, missä D_{15} on maan läpäisyprosenttia 15 vastaava ja D_{85} injektointihiukkasten läpäisyprosenttia 85 vastaava läpimitta.

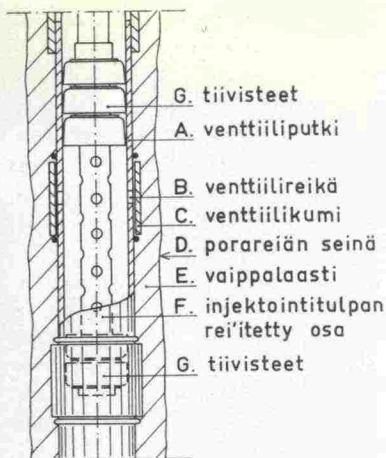
Kokemusperäisesti on todettu, että injektointi todennäköisesti on mahdollista, jos $N = 15$. Vastaavalla tavalla on muodostettu luku $N' = \frac{D_{10}}{D_{95}}$, jossa otetaan huomioon injektointilaastin suurimmat hiukkaset ja maan pienimmät rakeet. Samaten on todettu, että injektointi on mahdollista, jos $N' = 8$. Kuva 211 esittää tehdyistä töistä saatuja kokemuksia, joista voidaan todeta laastien täyttävän yllä asetetut vaatimukset. Kuvasta ilmene-

vät myöskin injektointiaineiden ja maan rakeisuuden keskinäiset riippuvuussuhteet.

Injektointilaastin ominaisuudet. Jotta laasti olisi käyttökelpoinen injektointitarkoituksiin, vaaditaan siltä määrättyjä ominaisuuksia, jotka voidaan saada aikaan muuttamalla seossuhteita, käyttämällä kemikallioita ja lisäaineita sekä valitsemalla oikea sekoitustapa.

Seuraaviin ominaisuuksiin olisi kiinnitettävä huomiota:

- stabiliteetti, joka tarkoittaa laastin kykyä pysyä homogeenisessa suspensiossa, ilman että erottumista tai sakkaantumista esiintyy,
- sitomisajan säätömahdollisuus, jolla voidaan saada laasti sitomaan oikeassa paikassa oikealla hetkellä,



Kuva 212:
Venttiiliputki ja kaksoistulppa.

- laastin kutistuminen ja veden erottuminen,
- tiksotrooppisuus, jolla voidaan estää laastin huuhtoutuminen pois esim. suotovesien mukana,
- viskositeetti, joka määrää laastin pumpattavuuden ja tunkeutumisvastuksen,
- lopullinen muoto ja lujuus sekä vedenläpäisevyys.

Injektointilaastit. Kolloidiset laastit voivat sisältää hiekkaa, sementtiä, savea, bentoniittia sekä muita orgaanisia hiukkasia. Kemikallioilla parannetaan näistä perusaineista tehtyjä laasteja. Näitä laasteja käytetään, jos maan vedenläpäisykyky on suurempi kuin noin 10^{-2} cm/s.

Sementtilaastilla injektoidessa saadaan maan puristuslujuudeksi saada $20 \dots 50$ kp/cm², sementtibentoniitti-

laastilla injektoidessa jää puristuslujuudeksi $5 \dots 20$ kp/cm² ja vesilasiinjektioinnilla voidaan saavuttaa lujuus $10 \dots 30$ kp/cm². Koska maa yleensä on epähomogeenista, on em. lujuusarvoihin suhtauduttava suuresti varoen.

Injektointityön suorittaminen. Maa-injektointityössä käytettävä kalusto joudutaan valitsemaan laastityypin ja tarvittavan injektointipaineen perusteella. Käytettäessä sementti- tai bentoniittilaastia voidaan käyttää samanlaista kalustoa kuin kallioinjektioinnissa. Tämä kalusto onkin selostettu tarkemmin kohdassa "kallioinjektointi".

Injektointilaasti pumpataan haluttuun kerrokseen maahan asennettujen putkien kautta. Pienissä töissä voidaan käyttää alapäästään noin 50 cm pituudelta rei'itettyjä putkia, jotka painetaan paineilmatyökaluilla maahan. Injektointi aloitetaan alhaalta ja putkea nostetaan ylös vaiheittain, jolloin koko haluttu maakerros saadaan injektoiduksi. Tämän menetelmän varjopuolena on, että laasti pyrkii nousemaan ylös pitkin putken ulkopintaa. Tällöin voidaan käyttää vain alhaisia paineita, mikä taas johtaa lyhyeen, jopa 50 cm reikäväliin.

Jos injektointireiät ovat syviä tai maa on kivistä, on injektointiputket asennettava maaputkikairalla kairattuun reikään. Tällöin käytetään nk. venttiili(mansetti)putkea (kuva 212). Se ympäröidään bentoniittilaastilla, joka estää injektointilaastin liikkumisen pitkin putken ulkopintaa. Venttiiliputkeen asennetaan siirrettävä kaksoistulppa, jonka kautta laasti

pumpataan haluttuun kerrokseen. Venttiiliputki huuhdellaan injektointin jälkeen puhtaaksi, jolloin työtä voidaan jatkaa myöhemmin samasta putkesta, mikä on erittäin tärkeitä hyvän tuloksen saavuttamiseksi.

Injektointireikien keskinäinen etäisyys määräytyy maan vedenläpäisevyyden sekä käytetyn injektointiaineen ja paineen perusteella. Reikäväli vaihtelee rajoissa 0.5...3.0 m.

Injektointipaine valitaan laastin tunkeutumiskyvyn perusteella. Injektoitaessa maahan käytetään oleellisesti suurempia paineita kuin kallioinjektioinnissa. Paineet ovat suuruusluokkaa 30...100 kp/cm². Näin suuria paineita käytettäessä on aina olemassa vaara, että laasti löytää tarkoitettua helpomman etenemistien esimerkiksi erilaisten maakerrosten väliin, jolloin maa murtuu ja yläpuolella olevat maakerrokset nousevat. Tämä huomataan siitä, että paine yhtäkkiä putoaa. Koska maan nouseminen voi vaurioittaa lähellä olevia rakenteita tai jo valmista tiivistysverhoa, on injektointityö tällöin keskeytettävä tässä kerroksessa ja annettava laastin kovettua. Jotta paineen kehittymistä voitaisiin seurata jatkuvasti, olisi käytettävä itsepiirtäviä manometrejä.

Valvonta. Kun ollaan tekemisissä maanalaisten töiden kanssa, joiden tulosta ei voida seurata silmin, on työn suorituksesta saatujen tietojen kerääminen ja tulkitseminen mitä tärkein toimenpide.

Tietojen kerääminen alkaa jo silloin, kun injektointiputket lyödään tai porataan maahan. Tällöin saadaan injektointia edeltävät tutkimukset var-

mistetuiksi ja piirretyksi tarkka pituusleikkaus maalajien jakaantumista injektointilinjalla. Tähän leikkaukseen merkitään kaikki tiedot putkista, kuten niiden alapään korkeusasema, millä osuudella venttiilit ovat jne.

Varsinaisessa injektointityössä seurataan, paljonko eri laastityyppejä menee kuhunkin kerrokseen ja kulloinkin vallitsevaa painetta. On huomattava, että suurempi pumppausnopeus aiheuttaa suuremman paineen. Jotta paineet olisivat vertailukelpoisia, olisi pumppausnopeuden oltava vakio. Tiedot menekistä ja paineista on ehdottomasti piirrettävä em. profiiliin, jolloin voidaan tehdä johtopäätöksiä työn kulusta ja määrätä jatkotoimenpiteistä.

Injektointipaineen kehittymisestä voidaan tehdä seuraavia karkeita johtopäätöksiä. Jos injektointipaine jatkuvasti nousee, merkitsee se, että maan huokostila vähitellen täyttyy ja injektointi onnistuu. Jos taas paine ensin nousee ja sitten laskee pysyen tämän jälkeen jatkuvasti alhaisena, merkitsee se, että laasti tunkeutuu pitkin jotakin tyhjättilaa tarkoitettun alueen ulkopuolelle ja menee hukkaan. Jos paine aluksi nousee, sitten laskee ja laskun jälkeen jatkaa taas tasaista nousua, merkitsee se, että maassa on syntynyt pieni murtuma tai suurempi vuoto, joka kuitenkin on täyttynyt ja injektointi jatkuu normaalisti.

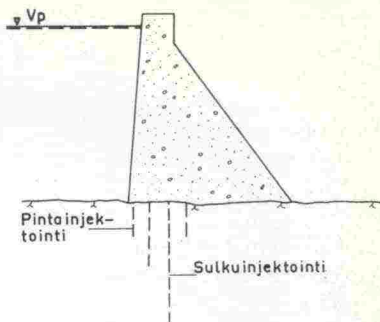
Maan kohoamista olisi myöskin seurattava. Tämä voidaan tehdä nk. maankohoamismittarilla. Tämä koostuu kahdesta osasta, 'ankkurista', joka injektoidaan kiinni tiettyyn syvyy-

teen maahan ja mittatangosta, joka suojaputken sisällä nousee maan pinnalle ja jonka liikkeitä seurataan vaaituksella.

Kallioinjektointi

Kallioinjektoinnilla tarkoitetaan työmenetelmää, jossa sementtivettä tai kemikalioliuosta paineella puristetaan kalliossa tai rakenteessa oleviin rakoihin tai onteloihin. Injektoinnin tarkoituksena on vähentää rakojen ja onteloiden läpi tapahtuvaa haitallista virtausta eli tiivistää kalliota tai pienentää kuormituksen aiheuttamaa muodonmuutosta eli lujittaa kallio-pohjaa. Injektoinnin tarkoituksena saattaa olla myös kallion ja sen päällä olevan rakenteen välisen raon tiivistäminen.

Injektointitarve. Injektointitarve selvitetään kallioerän tutkimuksen yhteydessä tavallisimmin vesipainekokeen avulla. Vesipainekokeen avulla. Vesipainekoe suoritetaan timanttikairauksen tai tavallisen kallioakirauksen yhteydessä. Kokeessa painetaan porareikään vettä määrätyllä paineella määrätyn ajan verran ja kokeen aikana kulunut vesimäärä mitataan. Tärkeätä on, että koe suoritetaan ainakin kahdella eri paineella ja että koeaika on kyllin pitkä, tavallisesti vähintään kaksi minuuttia. Vesimennekki q ilmoitetaan litroina minuutissa porareikän pituusmetriä ja painetta 1 kp/cm^2 kohti. Meidän oloissamme katsotaan kallion olevan kyllin tiivis, jos $q = 0.5 \dots 0.1 \text{ l/min.m.}$ 1 kp/cm^2 . Ensimmäinen tieto injektointitarpeesta voidaan saada myös



Kuva 213:

Betoniapadon alla olevat sulku- ja pintainjektoinnit.

louhinnan aikana tarkkailemalla porausveden häviämistä reiässä tai sen mukanaan tuomaa porausjätettä. Tunnelleissa ja avolouhoksissa antaa kallion pinnasta vuotava vesi silmämääräisen käsityksen injektointitarpeesta. Vesimenekkimittauksen sijasta tai sen ohella voidaan injektointitarve selvittää myös koeinjektoinnin avulla.

Käyttömahdollisuudet. Injektoinnin käyttömahdollisuuksia rajoittaa injektointiaineen tunkeutumiskyky tiivistettäviin kalliorakosiin. Yleensä katsotaan, että injektointiaineen suurimman hiukkasen läpimitta saa olla noin kolmannes tiivistettävän raon läpimitasta. Normaalisementin hiukasten suurin läpimitta on 0.1 mm ja D 85 0.06 mm ja Rapid-sementin vastaavat läpimitat 0.08 mm ja 0.04 mm . Yleensä kuitenkin pidetään injektoituvien kalliorakojen raja-arvona mittaa 0.1 mm . Kemikaliolla ja muovilla voidaan kuitenkin tiivistää tätäkin pienempiä rakoja.

Seuraavassa eräitä esimerkkejä kallioinjektoinnin käyttömahdollisuuksista.

1) Maapatojen alla olevassa kalliossa suoritetaan tavallisesti nk. sulkuijunktointi. Sulkuijunktointin tarkoituksena on estää padon alitse kalliossa tapahtuvat vesivuodot. Sulkuijunktointi muodostaa syvän, mutta verrattain kapean tiivisteverhon rakenteen alle. Mikäli kallion pinta on rikkiäinen, ei sulkuijunktointi yksin pidennä tarpeeksi veden vuotomattakaa, vaan kallion pintakerros on tiivistettävä nk. pintainjektointinilla, joka ulotetaan kallion pintakerroksessa suhteellisen leveälle alueelle.

2) Betonipatojen ja kanavasulkujen muurien alle tehdään myös tavallisesti sulku- ja pintainjektointit (kuva 213). Mikäli kallion päällä olevan betonirakenteen halutaan liittyvän ehdottoman tiiviisti alustaansa, suoritetaan betonin kutistumisen jälkeen nk. saumainjektointi, joka ulottuu saumakohdan ohi noin 0.3... 0.5 m kallioon. Jos kallio on pintaosaltaan niin rikkonaista, että siinä pelätään syntyvän padon kuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia, on kalliota lujitettava pintainjektointinilla. Tässä tapauksessa on edullisempaa suorittaa pintainjektointi valmiin rakenteen läpi, jolloin se korvaa samalla saumainjektointin.

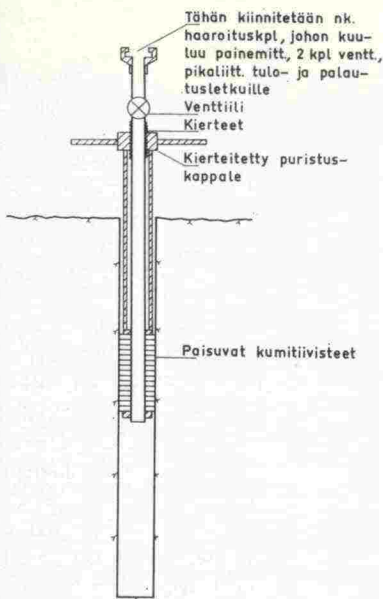
Joskus tavataan kalliossa onkalaita tai suurempia täytteisiä rakojia, jotka on täytettävä injektointilaastilla. Tätä täyttöinjektointia kutsutaan onteloinjektointiksi.

3) Kallion lujuuden parantaminen siltilareiden tai muiden raskaasti kuormitettujen perustusten alla suoritetaan pintainjektointinilla.

4) Nykyisin rakennetaan yhä useammin puhdasvesi- tai jätevesilaitosten yhteyteen kallioaltaita, jotka jätetään kallioipintaisiksi. Mikäli paine altaassa on pohjaveden painetta korkeampi, on kallion tiiviys varmistettava sulkuijunktointinilla.

5) Kallioon rakennettujen liikennetunneleiden sekä varastojen ja suojien kohdalle sattuvat, kalliossa olevat heikkousvyöhykkeet sekä vuotokohdat joudutaan usein vahvistamaan ja tiivistämään injektointinilla. Näissä tapauksissa ei pelkkä injektointi tavallisesti riitä, vaan lisäksi joudutaan käyttämään vahvistuspulttista ja ruisbetonointia.

6) Milloin vesistön rannalla joudutaan kalliota louhimaan huomattavasti vedenpinnan alapuolelle, on kallion vedenläpäisevyys ja lujuus huolellisesti tutkittava. Mikäli tarvitaan injektointia, on se suoritettava ennen louhintaa nk. esiinjektointina, sillä näin vähennetään louhinnan aiheuttamia vaurioita ja injektointityökin saadaan suoritetuksi paremmin ja pienemmillä kustannuksilla.



Kuva 214:
Injektiotulppa.

Sementti-injektointilaitteet. Injektointin suorittamiseen tarvitaan seuraavia laitteita:

- sekoitin injektointiseoksen valmistamista varten,
- hämmennyssäiliö valmista seosta varten,
- pumppu, jolla aikaansaadaan injektioaine,
- painemittarit, letkut, jakokappaleet, hanat yms. varusteet,
- injektiotulpat.

Sekoittimen pitää olla nopeasti pyörivillä sekoitussivillä varustettu erikoissekoitin, jossa sementtivelyllä aktivoidaan ja saatetaan kolloidia muis-

tuttavaan tilaan. Veden erottuminen ja sementin sakkaantuminen on tällaisessa seoksessa vähäistä. Tavallista betonisekoitinta ei saisi koskaan käyttää injektointitoissa.

Pumpusta injektiomassa kaadetaan hämmennyssäiliöön, jossa se hitaasti pyörivillä sivillä pidetään jatkuvassa liikkeessä, joka estää sakkautumisen. Hämmennyssäiliöön pitäisi mahtua 2 ... 3 sekoitusannosta, jolloin se samalla toimii tasausäiliönä.

Injektointitoissa käytettävät pumput ovat yleensä mäntäpumppuja. Käyttövoimana on joko sähkömotori tai paineilma.

Maan päällä tehtävissä injektointitoissa voidaan käyttää pumppuja, joiden korkein työpaine on 10 ... 20 kp/cm². Sen sijaan kaivoksissa on käytettävä nk. korkeapainepumppuja, joiden paine saattaa nousta 120 kp/cm². Aikaisemmin käytettiin injektointitoissa paljon paineilmaejektoria, joka periaatteellisesti on paineilma-säiliö. Sen käytössä on kuitenkin niin paljon varjopuolia, että sen käyttö nykyisin yleensä kielletään vähänkin vaativammissa töissä.

Injektointipaineen seuraamista varten tarvitaan painemittareita, jotka yleensä on sovitettu injektiotulpan yhteyteen. Sakkautumisen aiheuttamien tukkeutumien estämiseksi pitäisi letkujen läpimitan olla vähintään 1" ja lisäksi niiden pitäisi olla mitoitettuja pumpun maksimipaineelle.

Kuvassa 214 on esitetty tavallisimmin käytetty injektiotulppa. Tulpan rakenne ja toiminta selviävät kuvasta. Nk. kaksoistulpalla voidaan massan

leviäminen rajoittaa täysin määrätylle injektiorciän osalle.

Injektointiaineet. Kallioinjektioinnissa käytetään yleensä tavallisen Portland-sementin ja veden seosta eli sementtivelillä. Kuitenkin eräissä erikoistapauksissa voidaan käyttää muitakin aineita. Injektointiaineiden ominaisuuksille voidaan kuitenkin asettaa eräitä yhteisiä vaatimuksia. Injektointiaineen tulee:

- olla tasalaatuinen ja kyllin juokseva, jotta se liikkuisi tasaisesti pumpun avulla,
- olla niin hienojakoinen, että se paineen alaisena voi tunkeutua niihin rakoihin, jotka halutaan tiivistää,
- kovettua sopivassa ajassa ja
- kovettuneena muodostaa kyllin luja ja liukenematon täyte- tai sideaine, joka kutistuu mahdollisimman vähän.

Seuraavassa on käsitelty eräitä kysymyksen tulevia injektointiaineita:

- 1) Tavallinen Portland-sementti on, kuten jo aikaisemmin on mainittu, yleisin kallioinjektioinnissa käytetty aine. Se täyttää edellä esitetyt vaatimukset. Käytettävän sementtivelin sakeus, joka ilmaistaan sementin ja veden suhteena paino-osin, valitaan kulloinkin vallitsevien olosuhteiden mukaiseksi. On huomattava, että seossuhdetta joudutaan jatkuvasti vaihtelevaan työn aikana. Käytettävät seossuhteet vaihtelevat välillä 1:0,5 ... 1:10. Tavallisella suomalaisella Portland-

sementillä voidaan tiivistää noin 0,1 mm suuruiset raot.

- 2) Rapid-sementtiä käytetään, kun halutaan tiivistää em. pienempiäkin rakoja. Rapid-sementin nopeamasta sitomisesta on hyötyä kylmällä ilmalla työskennellessä. Jos laastimenekki on pieni ja ilma lämmin, on letkujen tukkeutumisvaara suurempi kuin tavallisella sementillä työskennellessä.
- 3) Kemikaaleja ja muovipohjaisia aineita käytetään, kun vähäisetkin kalliovuodot halutaan tiivistää. Kemikaaleista on yleisin vesilasi. Muovipohjaiset aineet ovat yleensä valmistajien patentoimia valmiita preparaatteja.
- 4) Savea tai bentoniittia voidaan käyttää sellaisenaan injektointiaineena vain, kun pyritään kallion tiivistämiseen. Yleensä niitä kuitenkin käytetään sementin lisäaineena.

Täyte- ja lisäaineet. Suurempia onkaloita tai rakoja täytettäessä on joskus edullista korvata sementti karkeampirakeisella ja halvemmalla aineella. Tällöin tulevat kysymyksen hiekka, kivijauho, savi ja sahajauho. Täyteaineita käytetään myös, kun halutaan alustavasti tukkia suurempia vuotoja.

Milloin injektointilaastilta vaaditaan erikoisominaisuuksia, joita puhtaalla sementtivelillä ei ole, on käytettävä lisäaineita. Lisäaineita käytetään kuitenkin hyvin harvoin. Laastin sitomiskykyä voidaan nopeuttaa kalsiumkloridilla. Sitä on käytettävä kuitenkin hyvin varoen, sillä se saattaa johtaa

työn epäonnistumiseen ja kaluston tukkeutumiseen.

Sitomista hidastavista lisäaineista ovat yleisimpiä kipsi ja hieno kivi-jauhe. Bentonitiitti käytettynä pieninä määrinä (2...5 % sementin painos-ta) toimii voiteluaineen tavoin. Se pa-rantaa massan pumpattavuutta ja tun-keutumiskykyä sekä vähentää veden erottumista.

Intrusion Aid ja Intraplast ovat lisäaineita, jotka mm. parantavat pum-pattavuutta, pidentävät sitomisaikaa, vähentävät veden erottumista ja laas-tin kutistumista. Niiden käytöstä an-tavat valmistajat tarkempia tietoja.

Injektointityön suorittaminen. In-jektointisuunnitelmaa laadittaessa on määrättävä seuraavista seikoista:

- injektointireikärivien lukumäärä,
- reikien syvyys eri riveissä,
- reikärivien ja reikien väli,
- injektointipaine,
- reikien käsittelytapa.

Reikärivien lukumäärä määräytyy kallion laadun ja injektoinnin tarkoi-tuksen perusteella. Sulkuinjektoinnissa riittää yleensä 1...2 reikäriiviä, mutta pintainjektoinnissa saatetaan injek-tointi ulottaa koko rakenteen alle. Reikien syvyys määräytyy kallion laa-dun ja veden paineen suuruuden pe-rusteella. Sulkuinjektoinnin syvyy-deksi otetaan ainakin puolet veden paineen korkeudesta. Suomessa ver-hon syvyys on harvoin alle 6 m, hy-vin usein se on 10...12 m ja huo-nossa kalliossa on menty jopa yli 20 m syvyyteen. Reikäväli pitäisi määrätä koeinjektoinnin perusteella. Koska tä-

hän harvoin on mahdollisuuksia, vali-taan alustavaksi reikäväliksi 2...3 m ja sitä tarkistetaan työn aikana saatu-jen kokemusten perusteella.

Injektointipaineen määräämiseen vai-kuttavat yläpuolella olevan kalliomas-san ja sen päällä olevan rakenteen paino sekä kallion laatu ja erikoisesti siinä olevien halkeamien suunta ja väljyys. Huonossa kalliossa valitaan paineeksi (kp/cm^2) reiän syvyys jaet-tuna kahdella. Käytännössä on kui-tenkin todettu, että mikäli kallioraot eivät ole vaakasuoria, voidaan vau-rioita aiheuttamatta käyttää em. kor-keampaakin painetta. Paineen suhteen on kuitenkin oltava hyvin varovainen, sillä paineen päästessä vapaasti leviä-maan pumppu toimii voimakkaana hydraulisena nosturina.

Reikien käsittelyssä käytetään kol-meä eri tapaa:

Yksivaiheista tapaa, jossa koko reikä injektoidaan yhdellä kertaa, voi-daan käyttää matalissa (3...6 m) rei'issä. Menetelmän varjopuolena on, että siinä voidaan käyttää vain matala-a painetta ja että rikkinäisessä kal-liossa tulee paljon pintavuotoja.

Vaiheittain injektointi tulppaa käyt-täen suoritetaan siten, että syväkin reikä porataan heti täyteen syvyyteen-sä, mutta injektointi aloitetaan pitkää tulppaa käyttäen reiän alaosasta. Me-netelmän hyvä puoli on siinä, että alaosassa voidaan käyttää korkeata painetta. Varjopuolena on pitkän tul-pan hankala käyttö ja sen juuttumi-nen reikään, jos laasti tunkeutuu ra-koja myöten tulpan tiivisteen yläpuo-llelle.

Vaiheittain injektointi ja poraus on hyvä, mutta edellisiä kalliimpi menetelmä. Reikä porataan ensin osasyvyvyyteen ja injektoidaan, sen jälkeen reikää syvennetään ja injektointia jatketaan jne. Tällä menetelmällä on se etu, että injektointipainetta voidaan nostaa reiän syvyyden kasvaessa, koska pintaosat on saatu vahvistetuksi ensimmäisessä injektointivaiheessa.

Injektointiverhoon kuuluvista rei'istä käsitellään yleensä ensiksi joka toinen tai joka neljäs ja sen jälkeen välireiät. Mikäli sulkuinjektointiin kuuluu useampia reikärivejä, käsitellään yleensä ensin uloimmissa riveissä olevat reiät.

Injektointireiät porataan tavallisilla kovametalliporilla. Suuosa porataan yleensä suuremmalla, vähintään Ø 50 mm poralla, jotta voitaisiin käyttää sisämitaltaan Ø 1" injektiotulppaa. Porauksen jälkeen reiästä huuhdellaan pois poräjätteet painevedellä tai paineilman ja veden seoksella.

Injektointi aloitetaan joko vesipainekokeella tai laihalla injektio-laastilla 1:4...1:6. Injektointia jatkettaessa sovitetaan paine ja laastin seossuhde kulloinkin vallitsevien olosuhteiden mukaan. Yleisesti hyväksytyn arvosteluperusteen mukaan saavutetaan edullisin injektointiteho silloin, kun reikään saadaan aikayksikössä puristetuksi mahdollisimman suuri sementtimäärä.

Injektointipaine säädetään tavallisesti tulpan yhteydessä olevalla venttiilillä päästämällä osa laastista nk. palautusletkua myöten takaisin hämmennyssäiliöön.

Seossuhdetta määrittäessä on pidettävä mielessä, ettei injektointilaasti kovetu kuten tavallinen laasti. Injektointilaastissa sementtihiukkaset kulkevat veden mukana, kunnes ne virtaamisnopeuden pienenemisen takia painuvat alas ja muodostavat tavaltaan suodattimen. Suodatin voi syntyä myös injektoitavan raon pienuuden takia. Sementtihiukkaset pysähtyvät tällaiseen suodattimeen, mutta ylimääräinen vesi puristuu paineella suodattimen läpi ja tuo yhä uutta sementtiä suodattimen eteen muodostaen näin lujan tulpan.

Kuten jo maainjektioinnin yhteydessä on mainittu, perustuu injektointityön valvonta ja saavutetun tuloksen arviointi lähinnä injektointipöytäkirjoista saataviin tietoihin. Pöytäkirjasta tulisi käydä ilmi ainakin seuraavat tiedot:

- reiän numero ja syvyys,
- injektointipaine,
- laastierien valmistusaika ja seossuhde,
- sementti- ja laastimenekki rei'ittäin,
- reiän valmistumisajankohta,
- muiden injektointitapahtumien, kuten vesihuuhtelun, vesipainemittausten, työn keskeytysten yms. ajankohta.

Injektointityö on siinä määrin vaihtelevaa ja kulloinkin vallitsevista olosuhteista riippuvaista, että kunnollisen lopputuloksen saavuttamiseksi on sitä johtamaan ja valvomaan asetettava kokenut työnjohto, jolla ei saa olla muita tehtäviä hoidettavanaan.

Injektoinnin kustannukset

Injektoinnin kustannukset ovat yleensä varsin vaikeasti arvioitavissa ja yleensäkin kustannusten arviointi on mahdollista vasta varsin yksityiskohtaisen suunnitelman perusteella.

Yleisten kustannustietojen antaminen maainjektoinnista on jokseenkin mahdotonta. Tässä yhteydessä on vain todettava, että maainjektointi on varsin kallis menetelmä ja se tulee yleensä kysymykseen vasta, kun tavanomaiset työmenetelmät ovat osoittautuneet teknillisesti tai taloudellisesti mahdottomiksi.

Kallioinjektointikustannusten arviointi on jossakin määrin edellistä helpompi tehtävä. Kustannukset jakaantuvat reikä-, aine- ja pumppauskustannuksiin.

Reikämetrimäärä määrätään alustavan suunnitelman perusteella. Injektointireiän poraus ja muut reikäkohdaiset kustannukset ovat noin 20 ... 30 mk/m.

Suurissa töissä on osoittautunut, että sementtimenekki on keskimäärin 50 kg/reikämetri. Sen sijaan pienissä työkohteissa voi tämä määrä vaihdella hyvin paljon. Esimerkiksi Saimaan kanavan injektointityö jakaantui 33 työkohteeseen. Keskimääräinen sementtimenekki oli 52 kg/reikämetri, mutta eri kohteissa oli vaihtelu 7 ... 303 kg/reikämetri.

Vaikeammin arvioitavissa on pumppauskustannus, joka vaihtelee 100 ... 400 mk/laasti-m³.

Injektointityö sopii luonteensa puolesta huonosti urakalla tehtäväksi.

Aikaisemmin tehtiinkin kaikki injektointityöt laskutyönä. Nykyisin on kuitenkin suuremmat työt pyritty tekemään yksikköhintaurakkoina, jolloin yksikköinä on käytetty em. porametriä, sementtikiloa ja injektointia laastikuutiota.

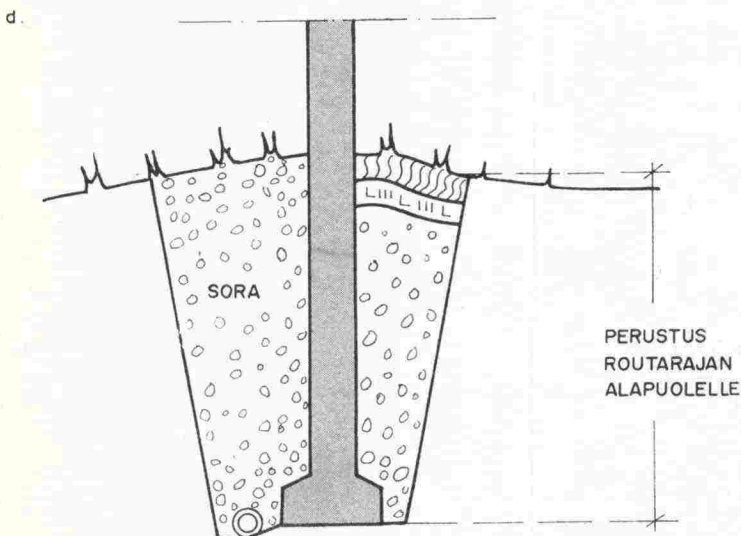
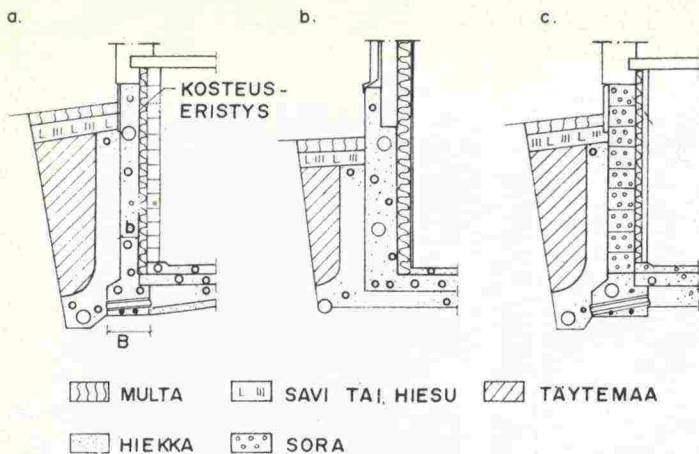
3.56 ROUTIMISVAARAN HUOMIOON OTTAMINEN

Rakenteiden routavaurioilta voidaan välttyä perustamalla ne ns. roudattoomaan syvyyteen tai estämällä haitallinen roudan tunkeutuminen lämmityksen, lämpöeristeiden tai muiden toimenpiteiden avulla. Perustus on lisäksi aina pyrittävä suunnittelemaan siten, ettei routa voi sitä nostaa myöskään perustamistason yläpuolelta. Yleissääntönä on lisäksi pidettävä, että jäässä olevan maan varaan ei perustuksia saa tehdä, ja routivalle maalle tehtävän perustuksen alustan jäätyminen on aina rakennustyön aikana estettävä.

3.561 PERUSTAMINEN Roudattoomaan SYVYYTEEN

Perustamalla rakenteet roudattoomaan syvyyteen on yleisimmin pyritty estämään rakenteiden routavaurioiden syntyminen. Tämän perustamistavan onnistumisen edellytyksenä on kuitenkin, että tunnetaan roudan suurin tunkeutumisyyvyys eri maalaajissa lumettomalla kohdalla (katso osa V, kohta 1.1).

Pohjarakennuksen normeissa (1964) on perustamisesta annettu yleisohje, jonka mukaan perustukset ja muut



Kuva 215:
Esimerkkejä roudattomaan syvyyteen perustamisesta.

maata vasten tulevat rakenneosat on tehtävä niin, ettei maan routiminen pääse vaikuttamaan haitallisesti rakenteisiin. Ratkaisevana seikkana on tällöin oikein arvioitu perustamissyvyys.

Normeissa on määräykset perustamissyvyydestä erikseen routimattomille ja routiville maille.

Routivilla mailla on perustukset normien mukaan ulotettava roudattoomaan syvyyteen. Tämä syvyys on esitetty normien karttaliitteessä normaaleja olosuhteita varten (katso myös osa V, kohta 1.1). Lisäksi on maininta, että perustamissyvyyttä on tästä lisättävä, jos routa ilmeisesti tunkeutuu ko. tapauksessa tavallista syvemmälle.

Normeissa esitettyjä perustamissyvyksiä on pidettävä tarkoituksenmukaisina vain silloin, kun rakennusta lämmitetään koko talven ajan ja siinä on lämmin kellaritila.

Vaativia rakenteita perustettaessa on roudaton syvyys arvioitava ko. alueen lumettoman maan roudansyvyyksien perusteella. Mikäli tarkempia tietoja ei ole olemassa, voidaan arviointi suorittaa osan V, kohdan 1.1 pakkasmääräkartan ja roudansyvyydestaulukon avulla.

Perustaminen routivalle maalle

a) Normaalitytapauksessa ratkaisee roudan tunkeutumissyvyyden perustuopan täyttömateriaali. Yleissääntönä on pidettävä, että täyttömateriaalina käytetään routimatonta maata, sillä perustamistason yläpuolelle ti-

vistettynä saattaisi routiva maa tarttua kiinni perustuksen sivupintaan ja routiessaan aiheuttaa perustuksen liikkumista (vrt. Pohjarakennuksen normit 1964, kohta 42: 1).

b) Täyttömateriaalina voidaan poikkeustapauksissa käyttää samasta perustuopasta poiskaivettua routivaa maata, mikäli luotettavalla tavalla (esim. rakentamalla ylöspäin kape-neva sileäpintainen pilari tai muuri) pystytään estämään maan tarttuminen kiinni perustukseen. Tällöin perustamissyvyys roudansyvyydestaulukon mukaisesti on useita kymmeniä senttejä vähemmän kuin kohdan a) mukaisella tavalla valittuna. Täyttömateriaalina ei tällöin kuitenkaan suositella käytettäväksi hiesua tai savea, joiden huolellinen tiivistäminen tuottaa usein vaikeuksia.

c) Perustamistasoa valittaessa on otettava huomioon myös mahdollisen ojan, luiskan tms. vaikutus perustamissyvyyteen. Tällöin saattaa etäisyys ojan pohjasta, luiskan tai esim. tukimuurin juuresta olla määräävä eikä kohtisuora etäisyys maan pinnasta.

d) Lumen suojaavaa vaikutusta ei yleensä oteta huomioon perustamistasoa suunniteltaessa, sillä eräinä talvina se voi olla varsin merkityksellön, kun lunta ei sada riittävästi tai tuuli puhaltaa sen pois.

e) Vesijohdot yms. on perustettava aina roudattomaan syvyyteen, ellei niitä lämpöeristetä tai suojata muulla tavoin.

Kuvassa 215 on esitetty esimerkki roudattomaan syvyyteen perustamisesta.

3.562 MATALAAN PERUSTAMINEN

Matalaan perustaminen eli perustaminen routarajan yläpuolelle on eräissä tapauksissa myös mahdollista. Näin voidaan menetellä, mikäli

- 1) maalaji on routimatonta perustusten kohdilla ja ympärillä tai, kun perustetaan kalliolle,
- 2) vesi suojaa perustuksia jäätymiseltä,
- 3) maahan pääsee huomattavasti lämpöä esim. maavaraisen alapohjan kautta ja rakennusta pidetään aina talvisin lämpimänä,
- 4) maan routaantuminen perustusten alla estetään lämpöeristeen avulla.
- 5) rakenne kestää roudan aiheuttamat epätasaiset liikkeet (esim. kevyt puurakennus).

Perustaminen routimattomalle maalle

Jos maavaraisesti perustettaessa perusmaa on routimatonta (soraa, hiekkaa, joskus sora-moreenia tai hietaa) ei ole syytä pyrkiä roudattomaan syvyyteen tai edes pohjarakennuksen normien mukaiseen routivan maan edellyttämään normaaliin perustamissyvyyteen.

Pohjarakennuksen normien (1964) suosituksen mukaisesti voidaan an- turaperustus tehdä routimattomalle maalle vähintään 0.6 m syvyyteen ja laattaperustus vähintään 0.3 m syvyyteen. Joskus joudutaan kuitenkin muista geoteknillisistä tai rakenneteknillisistä syistä varsinkin siltoja perustettaessa valitsemaan perustamistaso em. syvemmältä. Tällöin suosi-

tellaan yleensä n. 1 metrin perustamissyvyyttä.

Perustaminen kalliolle

Perustamissyvyyttä määrättäessä ei yleensä tarvitse routimista ottaa huomioon. Mikäli kalliolla on suuria routivan maan täyttämiä rakoja, on tarvittavat toimenpiteet kussakin tapauksessa harkittava erikseen.

Vedenalaiset perustukset

Vesistösiltojen tai muiden vesirakenteiden veden alle ulottuvien perustuksien kohdilla jää routaantumissyvyys yleensä huomattavasti todettuja maksimissyvyyksiä pienemmäksi ja perustamissyvyyttä voidaan näin ollen, elleivät muut syyt, kuten eroosiovaara, sitä estä, pienentää kussakin tapauksessa erikseen harkittavassa määrin. Tällöin on kuitenkin selvitettävä tarkoin, voiko vesistö jäädä ko. kohdalla joissakin olosuhteissa talvella kuiville, jolloin näissä tapauksissa on käytettävä vähintään pohjarakennusnormien mukaisia perustamissyvyyksiä.

Lämmitettävät rakennukset

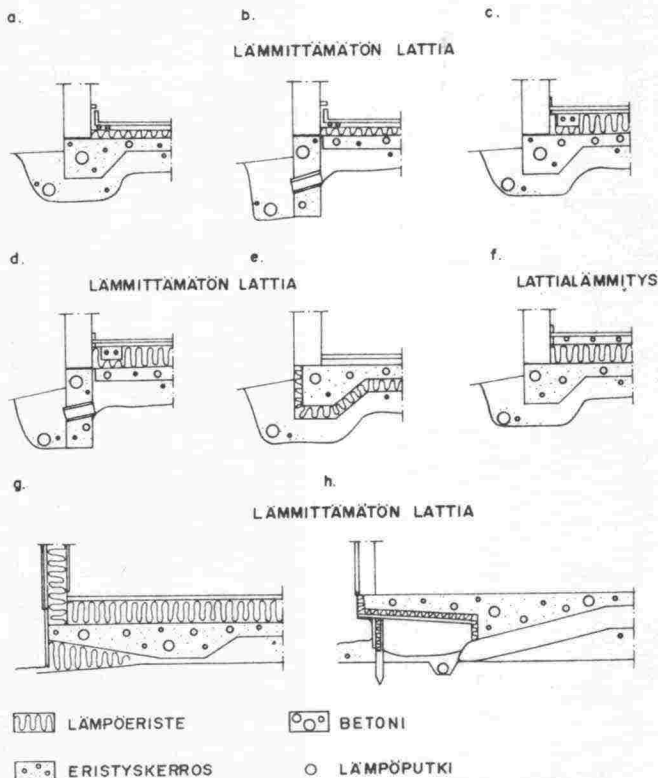
Rakennukset, joita lämmitetään jatkuvasti koko talven ajan ja joiden lattia (alapohja) on varustettu lämmitysputkistolla tai joiden lattiat ovat rakenteeltaan sellaiset, että niiden kautta pääsee maahan riittävästi lämpöä joka pitää ne sulana, voidaan perustaa normaalin routarajan yläpuolelle lähelle maan pintaa. Yksityiskohtaisempia ohjeita tästä perustamis-

tavasta on esitetty mm. seuraavissa julkaisuissa: Asuinrakennusten lämmöneristysnormit (RIY, A 43, H:ki 1962), Pohjarakennuksen kurssi (RIY, H:ki 1964), K-H. Korhonen: Pientalojen perustaminen, VTT:n tiedotussarja III. Rakennus 106, H:ki 1966; I. Jansson; Småhusgolv direkt på mark, Stockholm 1964.

Kuvassa 216 on esitetty eräitä tyyppillisiä ratkaisuja matalaperustuksista.

Lämpöeristeiden käyttö perustusten roudan suojauksessa

Maan routaantuminen perustusten alla voidaan estää myös lämpöeristeiden avulla. Tällöin maahan sijoitetaan tehokkaasta eristysaineesta kerros, joka estää roudan tunkeutumisen perustuksen alle, tukimuurin taakse, jne. Routa voi tällöin kuitenkin



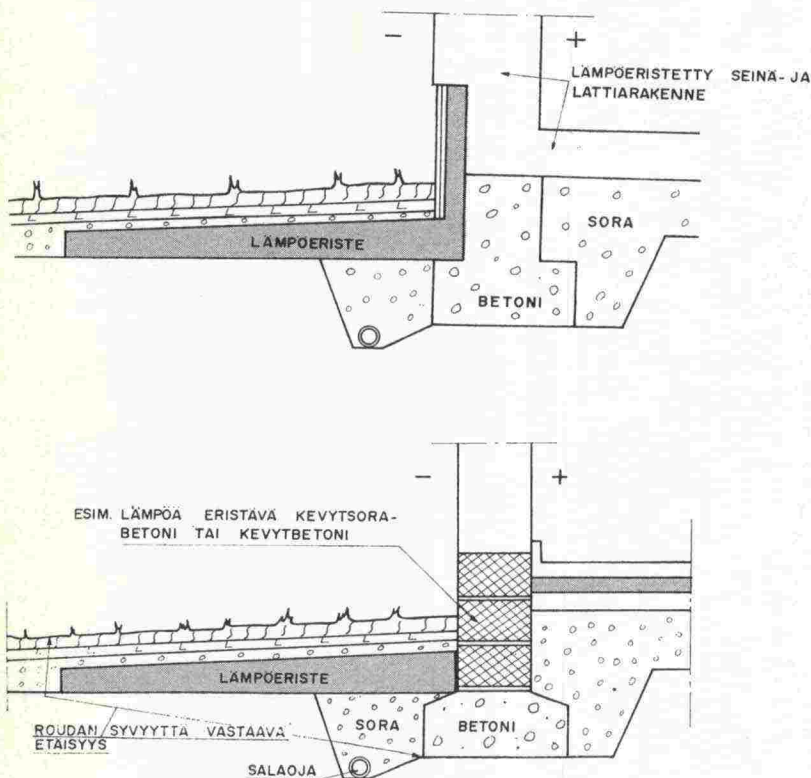
Kuva 216:
Eräitä tyyppillisiä ratkaisuja matalaperustuksista.

kin tunkeutua maahan myös perustuksen kautta, joten tämän aukottomaan suojaukseen on kiinnitettävä erityistä huomiota.

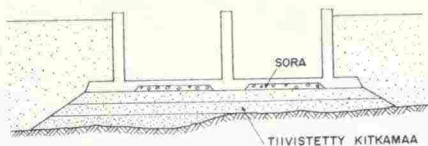
Lämpöeristeiden paksuusmitoitus on toistaiseksi ollut kuitenkin varsin horjuvaa, sillä teoreettiset laskelmat ja kokemustiedot rakennusten seinä-, lattia- ja kattoeristyksistä eivät anna oikeata kuvaa tarvittavista eristepaksuuksista maaeristyksissä. Maassa ole-

va eristys tiivistyy yleensä jonkin verran, se imee itseensä kosteutta jne., jolloin sen eristyskyky on todettu muuttuvan, yleensä huonommaksi. Viitteitä sopivista eristepaksuuksista saa eristysaineita käsittelevistä käsikirjoista ja eristeiden valmistajilta sekä osasta V, kohta 2.32.

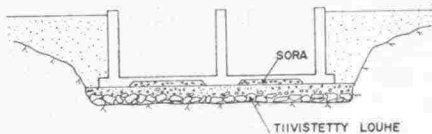
Kuvassa 217 on esitetty esimerkkejä perustusten suojauksesta lämpöeristeillä.



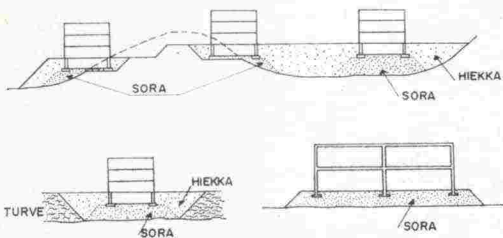
Kuva 217:
Lämpöeristeillä suojattuja perustuksia.



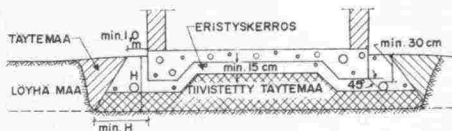
a) TIIVISTETYLLE ROUTIMATTOMALLE TÄYTEMAALLE PERUSTETTU RAKENNE



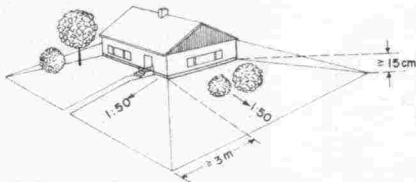
b) TIIVISTETYN LOUHEEN PÄÄLLE TEHTY RAKENNE



c) ERÄITÄ PERUSTAMISEEN LIITTYVIÄ MASSANVAIHTO- JA TÄYTTÖRATKAISUJA



d) RAKENNUSPAIKALLA OLEVA LÖYHÄ PINTAMAÄ ON POISTETTU JA TILALLE AJETTU TÄYTEMAÄ, JOKA ON TIIVISTETTY HUOLELLISESTI.



e) TÄYTEMAALLE PERUSTETTU RAKENNUS

Kuva 218:

Eräitä massanvaihtoon ja täyttöön liittyviä esimerkkejä.

Roudattomaan syvyyteen perustaminen voi joskus osoittautua varsin kalliiksi ja epätarkoituksenmukaiseksi toimenpiteeksi etenkin raskaiden rakenteiden kohdalla, kun perustukset tulevat suhteellisen suuriksi. Tällöin voi olla taloudellisesti ja/tai teknillisesti perusteltavissa, että perustuksen kohdalla suoritetaan ns. massanvaihto poistamalla routiva maa määräsyvyyteen ja korvaamalla se routimattomalla kiviaineksella.

Pohjarakennuksen normeissa (1964) ei suositella täytemaalle perustamista, ellei huolellisten selvitysten avulla voida osoittaa täytemateriaalin kantavuutta. Täytemateriaalille perustaminen edellyttää siis huolellista harkintaa sekä tietoja maalajeista, niiden ominaisuuksista, kantavuudesta ja tiivistämisestä.

Matalaan perustettaessa (kohta 3.562) voidaan luonnollisesti myös tarvittaessa suorittaa osittainen massanvaihto lähinnä huonojen pintamaiden osalta.

Massanvaihtoon rinnastettavana toimenpiteenä mainittakoon routivalle maapohjalle pengertäminen tai osittainen massanvaihto ja pengertäminen, jolloin perustukset tehdään luonnon maapohjan tai täytemaan päälle ja ympäristö täytetään (kuva 218). Täytemaakerroksen paksuus määräytyy tällöin periaatteellisesti samaan tapaan kuin roudattomaan syvyyteen perustettaessa.

Tarvittava massanvaihdon syvyys (roudaton syvyys) on arvioitavissa osan V, kohdan 1.1 ohjeiden perus-

teella ottaen huomioon, että perusmaa ei ole poiston kannalta aina määräävä, vaan kaivussyvyys joudutaan usein arvioimaan täytemateriaalin mukaan.

Täytmateriaali on valittava huolellisesti, sillä ei ole mielekästä vaihtaa massoja, ellei routavauriovaaraa voida täysin poistaa ja toisaalta, ellei myös perustusten kokoa voida ainakin vähäisessä määrin pienentää. Tämän vuoksi täytmateriaaliksi valitaan yleensä suhteistunut sora tai vastaava, myös kalliolouhetta käytetään joskus kaivantojen täyttöön. Jäljestetut murskaustuotteet, kuten murskesora ja murske soveltuvat myös erittäin hyvin täytemateriaaliksi. Tarvittaessa, mikäli kaivannon pohja on märkä ja täytemateriaali karkeata, on ennen varsinaisen täytemateriaalin ajoa levitettävä kaivannon pohjalle kerros hiekkaa suodatinkerrokseksi.

Täytemateriaalin tiivistäminen on suoritettava huolellisesti kerroksittain. Kerrospaksuus on tällöin valittava käytettävissä olevan tiivistyskaluston mukaan. Ellei sopivaa kerrospaksuutta voida arvioida, on suoritettava koetiivistys oikean kerrospaksuuden löytämiseksi. Tiivistykseen soveltuvat yleensä parhaiten ns. tärykelkat tai muut vastaavat samaa kokoa olevat tiivistysvälineet.

Tiiviysvaatimukset ovat yleensä rakenteesta ja rakennuskohteesta riippuen n. 90 ... 95 % ns. parannetusta Proctor-tiiviydestä. Tiiviyden osalta on tällöin todettava, että n. 90 % tiiviyys vastaa likimäärin ns. keskitiivistä ja 95 % tiivistä tai hyvin ti-

vistä maalajia. Karkeiden materiaalien, kuten kivisen soran tms. ja kal-liolouheen ollessa täytemateriaalina ei tiiviyttä voida kuitenkaan todeta Proctor-kokeiden avulla, vaan kanta-vuus voidaan tarkistaa esim. koekuor-mitusten avulla vaikkapa ns. levy-kuormituskoetta apuna käyttäen. Mi-käli karkea täytemaakerros on hei-kommin kantavan maalajin päällä, on kussakin tapauksessa erikseen huo-rellisesti harkittava, kuinka suuri poh-jarasitus täytemaalle voidaan sallia. Kevyitten rakennusten tai muiden kevyiden taitorakenteiden kohdilla massaa vaihdettaessa voidaan tiivistä-misen tarkkailu kuitenkin suorittaa ns. työmenetelmätarkkailuna pelkäs-tään ohjejyräyskertamääriä ja kerros-paksuuksia tarkkailemalla.

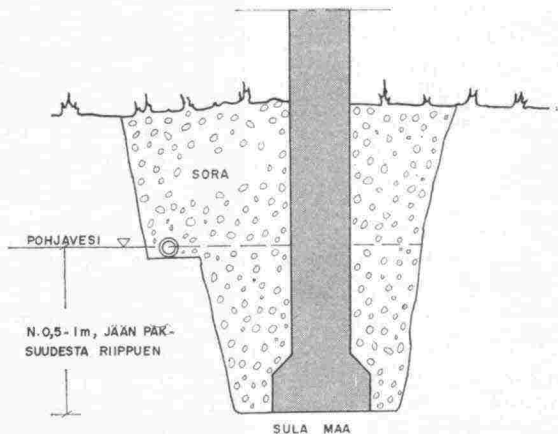
Täytemaalle perustamisesta on esi-tetty ohjeita mm. julkaisuissa BABS 1967, Forsblad 1967.

Kuvasta 218 ilmenee eräitä mas-sanvaihtoon ja täyttöön liittyviä esi-merkkejä.

3.564 PERUSTUSTEN KUIVATUS

Perustuksia suunniteltaessa joutu-taan routimisvaaran vuoksi harkitse-maan myös maapohjan kuivatusta. Lähes perinteellisenä voidaankin pi-tää sitä tapaa, että rakennusten pe-rustuksen vierelle, n. 45 asteen kul-massa sen alareunasta lähtevän ku-vitellun linjan yläpuolelle asetetaan salaojaputki (kuva 215). Salaojan ja siitä lähtevän laskuputken kautta on vedet tällöin yleensä johdettu kauem-maksi avo-ojaan tai vaikkapa viemäri-verkostoon.

Perustusten kuivatusta ei pidetä kuitenkaan routivuuden kannalta aina kovinkaan tarpeellisenä paitsi silloin, kun kuivatuksen avulla pyritään estä-



Kuva 219:
Perustuksen osittainen kuivatus.

mään esim. rakennusten kellaritilojen kosteusvauriot. Tällöin on tehokkaan ja järkevästi suunnitellun ojituksen avulla mahdollisuus estää pohjaveden nousu kriittisen rajan yläpuolelle ja toisaalta estää pintavesien pääsy perustuksia ja niihin liittyviä rakenteita välittömästi (kosteus) tai välillisesti (routa) turmelemaan. (Ks. Natukka 1964, Korhonen 1966).

Mikäli välitöntä kosteusvauriovaaraa ei ole, ja jos maapohjan kantavuuden kannalta pohjaveden pinnan pysyvä lasku ei ole välttämätöntä, ei perustusten kuivatusta yleensä tarvitse suorittaa.

Väliaikaisena toimenpiteenä joudutaan kuivatus kuitenkin usein toteuttamaan silloin, kun perustukset pyritään tekemään ns. kuivatyönä.

Vesi ja varsinkin virtaava vesi estää varsin tehokkaasti roudan tunkeutumisen, joten esim. vesistösiltojen tai muiden taitorakenteiden perustuksien kuivatus ei yleensä ole mahdollista eikä tarkoituksenmukaistakaan, sillä mikäli alin vesipinta tunnetaan, ei perustuksia, kuten edellä kohdassa 3.561 on jo mainittu, tarvitse välttämättä viedä roudattoomaan syvyyteen saakka, vaan perustamistaso voidaan jättää n. 0.5...1 m alimman vesipinnan alapuolelle.

Maan pinnan läheisyydessä helposti syntyvien kosteusvaurioiden (rappausvaurioiden, yms.) välttämiseksi voi kuitenkin osittainen kuivatus (kuva 219) olla joskus tarpeen toteuttaa esim., kun pohjaveden pinta on tai voi joskus nousta lähelle maan pintaa.

Perustuksen reunoille on yleensä tehtävä sorasaarto, joka toimii ns. laakerikerroksena perustuksen ja routivan maan välillä. Näin voidaan yleensä estää perustusta ympäröivän maan routimisesta aiheutuvat vauriot perustuksissa. Samasta syystä tehdään perustukset joskus ylöspäin kapeneviksi tai "laakerina" käytetään jotakin muuta ainesta kuin soraa.

Silloin, kun kuivatus katsotaan välttämättömäksi, on kuivatustarve ja kuivatuksen toteuttaminen selvittävä huolellisesti eli tutkittava, mitä on kuivatettava ja miten kuivatus on suoritettava. Tällöin on ensi sijaisesti selvittettävä rakennusalueen maaperäolosuhteet, lähinnä maalajit, niiden routivuus, vedenläpäisevyys ja kantavuus, pohjaveden pinta, sen vaihtelut ja virtaussuhteet sekä maan pinnan muoto riittävän laajalla alueella.

Kuivatukseen liittyviä kysymyksiä on esitetty mm. julkaisuissa: A. Natukka, Pohjarakennuksen kurssi, 1964 ja BABS 1967.

3.57 TYÖTEKNILLISET NÄKÖKOHDAT

Ennen perustamistöihin ryhtymistä on laadittava tarvittavat suunnitelmat. Suunnitelmien laatiminen edellyttää rakennuspaikan pohjasuhteiden luotettavaa tuntemusta. Mm. pohjavedenpinnan oikean korkeusaseman ja sen vaihtelun tietäminen on usein ratkaisevan tärkeä suunnittelussa. Lisäksi on selvittettävä myös naapurirakennusten perustamistavat ja -syvyudet, viemärien ja vesijohtojen si-

suodatinkanavilla varustetulla ruiskubetonikerroksella.

Myös jos maa-aines on kiinteätä ja huonosti vettä johtavaa moreenia, voidaan käyttää luiskia hyväksi luonnollisen vedenpinnan alapuolella. Hyvin syvän kaivannon luiska voidaan varustaa 5...10 m korkeuseroin vaaka-suorilla tasanteilla. Tasanteille luiskan juureen tehdään ojat pinta- ja vuotovesien kokoamiseksi ja johtamiseksi pumppukaivoihin. Luiskan juuret samoin kuin ojat on syytä suojata eroosiota vastaan pohjasuhteisiin sopivin suodatin- ja pintakerroksin, kuva 220.

Kuivassa ja löyhässä kitkamaassa luiskan kaltevuuden tulee olla lähes yhtäsuuri kuin maan luonnollinen kitkakulma (yleensä 1:1...1:2). Jos kitkamaa-aines on kosteata ja sisältää hienoja aineksia, pysyy maa-aines pohjavedenpinnan yläpuolella huomattavasti jyrkemmässä luiskassa ns. näennäisen koheesion vaikutusta. Maan luonnollisen kosteuden pienentyessä esim. auringon paisteessa luiska vähitellen "rapisee", ja tällöin luiska loivenee. Suojaamalla luiska kuivumista samoin kuin sateiden vaikutusta vastaan voidaan sen loivene-mista hidastaa.

Koheesiomaassa voidaan kuopan seinä tehdä pystysuorana syvyyteen, joka riippuu maa-aineksen leikkauslujuudesta, suurin ns. kriittillinen pystysuodan seinän korkeus H_k voidaan määrittää kaavasta (138).

$$(138) H_k = \frac{s}{0.261 \cdot \gamma}$$

s koheesiomaan leikkauslujuus
 γ koheesiomaan tilavuuspaino

Maanpintaan syntyy vetojännitysten johdosta halkeamia, kun kuoppa on kaivettu ns. kriittilliseen syvyyteen (H_k), ja halkeamat johtavat vähitellen kuopan yläosan sortumiseen. Tämän estämiseksi on yläosa tuettava harvalla lankutuksella. Ellei näin tehdä, voidaan kuoppa yleensä kaivaa vain syvyyteen $0.6 \cdot H_k$. Jos kuopan seinä koheesiomaassa tehdään luiskaan, voidaan kaivutyöt ulottaa luiskan kaltevuudesta riippuen syvemmälle kuin edellä pystysuoran seinän ollessa kyseessä. Ks. kohdat 1.42 ja 3.21.

Varmuuskertoimeksi on syytä ottaa laskelmia tehtäessä 1.3...1.5 suoritettujen pohjatutkimusten luotettavuudesta riippuen.

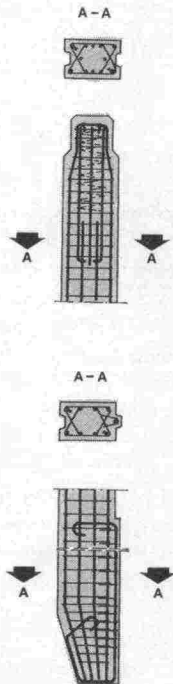
Vain harvoin olosuhteet ovat niin edulliset, että työkuoppa voidaan jättää tukematta. Usein työkuoppa on syvä tai kaivu suoritetaan pohjavedenpinnan alapuolella, jolloin kuopan seinät on tuettava (usein pelkän työturvallisuudenkin vuoksi). Tukiseinän tulee useimmiten olla myös vedenpitävä. Tukiseinät voidaan tehdä puusta, teräksestä tai teräsbetonista. Ne voivat olla myös osana pysyvästä rakenteesta. Valinta riippuu pohjasuhteista, kuopan syvyydestä, pohjavedenpinnan tai ulkopuolella olevan vedenpinnan korkeudesta.

Puu-uraseiniä käytetään yleensä silloin, kun kuopan syvyys on pienekkö (3...4 m) ja maa-aines, jossa lankut joudutaan lyömään pehmeätä löyhähköä eikä sisällä kiviä. Tiiviissä tai kivisessä maassa lankkujen kärjet ja urat pyrkivät vaurioitumaan eikä seinää saada useinkaan tavoiteltuun sy-

vytteen. Tilannetta voidaan auttaa suorittamalla kaivua ja lankun lyöntiä sopivasti vaiheittain tai lyömällä ennakkoon reiät esim. kivisen kerrostuman lävitse sopivanmuotoisella apupaalulla. Normaalisti käytettyjen puuralankkujen paksuudet ovat 2" ... 3", erikoistapauksissa 4". Uralankkujen alapää on syytä viistää niin, että ne painuvat tiiviisti toisiaan vasten lyönnin aikana, jotta seinästä tulisi tiivis ja urat pysyisivät paikallaan. Varsinkin lyötäessä uraseinää ennakolta syvälle, on lankut tuettava mieluiten kahdesta tasosta ja lyötävä vaiheittain 0,5 ... 1,0 m levyisinä kaistoina, "levyinä".

Teräsurasoina voidaan käyttää syvien kaivantojen tukemiseen, ja teräs-uraprofiileita on valittavissa suuri joukko. Yleensä pyritään seinän tukirakenteissa mahdollisimman harvoihin vaakasuoriin tukiin ja sen vuoksi suureen tukiväliin. Toisaalta kasvaa kuitenkin seinän teräspaino, eikä ole taloudellista käyttää kovin järeitä profiileja. Yleisimmin ovat käytössä Larssen II ($W = 850 \text{ cm}^3$, $G = 122 \text{ kg/m}^2$) ja Larssen III neu ($W = 1\,600 \text{ cm}^3$, $G = 155 \text{ kg/m}^2$) sekä harvemmin Larssen IV neu ($W = 2\,200 \text{ cm}^3$, $G = 185 \text{ kg/m}^2$). Käytävissä on kuitenkin vielä paljon järeämpiä, kuten Larssen VII ($W = 5\,000 \text{ cm}^3$, $G = 310 \text{ kg/m}^2$) tai Peiner laatikkoprofiilit esim. 50 L ($W = 10\,060 \text{ cm}^3$, $G = 443 \text{ kg/m}^2$). Teräsurasoina voidaan käyttää myös kivisessä ja kiinteässä maassa. Seinä säilyy tiiviinä, kun lankut ovat lukoilla kiinni toisissaan. Lyönti on suoritettava kuitenkin varovaisesti. Lankun

kohdatessa esteen ja pysähtyessä ei saa ilman muuta lisätä lyöntitehoa, esim. nostamalla vapaapudotusjärkälleen pudotuskorkeutta. Teräsuralankun alapää saattaa mennä kasaan tai lankku repeytyä irti lukoistaan. Onpa eräissä tapauksissa todettu lankkujen alapään kiertyneen esteen edessä sananmukaisesti rullalle. Huoollisilla ennakkotutkimuksilla tukiseinälínjan kohdalla saadaan odotettavissa olevista vaikeuksista käsitys ja voidaan ryhtyä ennakko toimenpiteisiin esteiden poistamiseksi suorittamalla ennak-



Kuva 221:
Teräsbetoniuralankku.

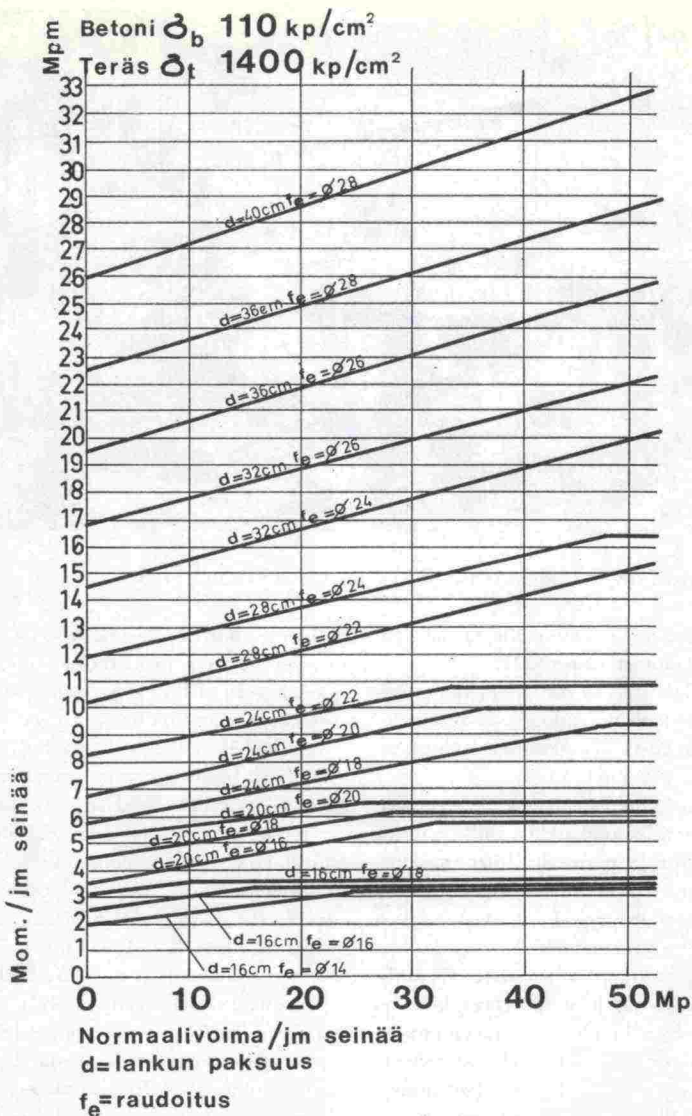
Taulukko 19. Teräsbetoniuralankun raudoitus.

Lankun leveys (cm)	Lankun paksuus (cm)	Pääteräkset	
40	16	8 Ø14 8 Ø16 8 Ø18	Haat Ø 6 mm pääteräkset \geq Ø 18
40	20	8 Ø16 8 Ø18 8 Ø20	
40	24	8 Ø18 8 Ø20 8 Ø22	Haat Ø 8 mm pääteräkset \geq Ø 20
40	28	8 Ø22 8 Ø24	
40	32	8 Ø24 8 Ø26	
40	36	8 Ø26 8 Ø28	
40	40	8 Ø28	

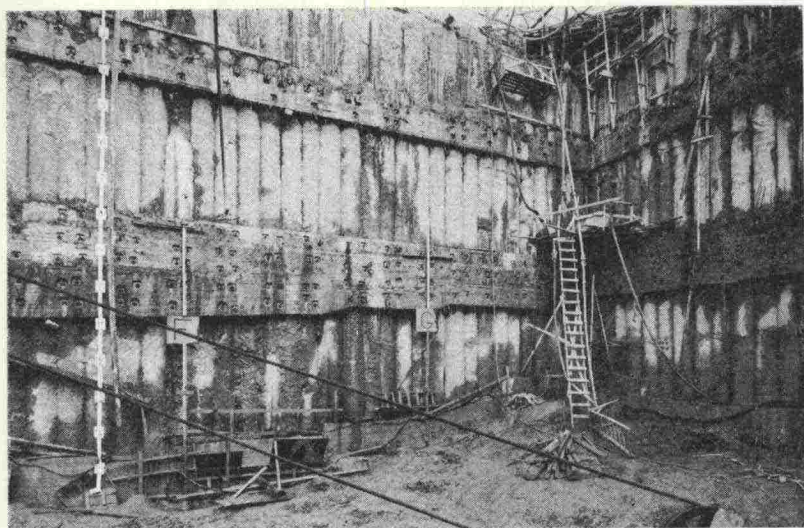
koporauksia ja räjäytyksiä, käyttämällä vesihuuhdelua jne. Jos teräsuraseinä jää osaksi pysyvää rakennetta ja pelätään ruostumista, voidaan käyttää seostettua ns. resista-terästä. Useimmiten kuitenkin rakenteen valmistuttua teräsuralankut vedetään pois tavallisesti paineilmalla toimivilla lankunvetolaitteilla ja käytetään uudelleen. Tukiseinä rakenteineen, usein itse kohdekin on sen vuoksi suunniteltava ja myöskin tehtävä tämä seikka huomioon ottaen.

Tukiseinä-lankut voidaan tehdä myös teräsbetonista joko normaalisti raudoitettuina tai esijännitettynä. Teräsbetoniuraseinää voidaan käyttää vain verraten kivettömissä maissa, ja se muodostaa useimmiten osan pysyvästä rakenteesta. Kun lankut ovat mittasuhteiltaan kookkaita, paksuus 15...40 cm ja leveys 40...50 cm, vaatii

niiden kuljetus, käsittely ja lyönti toisiinsa kiinni erikoista huolellisuutta ja raskasta kalustoa. Tämän vuoksi teräsbetonilankuista tehty tukiseinä tulee harvoin kysymykseen, mutta tarjoaa sopivissa tapauksissa käyttökelpoisen ratkaisun. Lankkujen lyöntiä voidaan oleellisesti helpottaa tiiviissä maassa vesihuuhdelulla tai bentoniittiliitteellä. Teräsbetoniuralankun poikkileikkaus on periaatteessa samanlainen kuin puu-uralankun eikä lankkujen välinen sauma kestä vetoa, kuten on laita teräsuraseinässä. Uralankun alapää on viistetty samaan tapaan kuin puu-uralankuissa ja usein vahvistettu teräslevykengällä. Ruode on alapäästä lukien vain 1,5...2,0 m pituinen ja se ohjaa lankkua lyötäessä. Ylempänä on lankun molemmissa sivuissa ura. Lyönnin jälkeen voidaan saumoihin syntyneet tilat



Kuva 222:
 Teräsbetonilankuseinille sallittu momentti- ja normaaliavoima seinäjuoksumetriä
 kohden.



Kuva 223:

Kaivinpaaluseinä City-korttelia rakennettaessa Helsingissä 1965.

täyttää esim. injektoimalla ja näin tiivistää saumat, kuva 221.

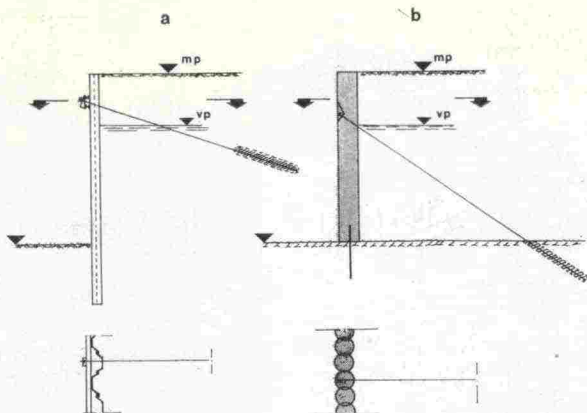
Taulukossa 19 on esimerkki normaaliin tapaan raudotetusta teräsbetoniuralankusta (pääteräkset lankun pituden mukaan).

Nomogrammissa, kuva 222 on esitetty teräsbetonilankkuseinille sallitut momentit ja normaalivoimat uraseinäjuoksumetriä kohti.

Erikoistapauksissa voidaan syvän kaivannon tukemiseen käyttää ennalta maan sisään, in situ valettua betonista tukiseinää, joka ulotetaan kallioon tai pohjasuhteiden ja rakennustyön suorituksen edellyttämään syvyyteen. Ollakseen taloudellisesti kannattava, tulee tällaisen tukiseinän, jota kutsutaan patoseinäksi, palvella samanaikaisesti useita eri tarkoituksia. Sen

tulee aluksi kaivuvaiheen aikana olla maan- ja vedenpainetta kestävä tukiseinä, sen jälkeen kantava rakenne, osa kokonaisuudesta ja mahdollisimman vähäisin lisärakentein myös vesitiivis ja vedenpainetta ottava rakenne. Patoseinä voidaan aikaansaada usealla eri tavalla ja tavallisimmat ovat paaluseinä ja bentonitiseinä.

Paaluseinä Ø 60 ... 120 cm kaivinpaaluista aikaansaadaan tekemällä tukiseinälinjaan ensin paalut n. 0,7 kertaisen paaluhalkaisijan etäisyydelle toisistaan. Näiden väliin tehdään sen jälkeen paalut siten, että ne leikkaavat osan viereisistä paaluista. Paaluista muodustuu näin yhtenäinen seinä, jonka vesitiiviyys, luonnollisen työn huolellisuudesta riippuen, on yllättävän hyvä. Paalut voidaan raudoittaa



Kuva 224:

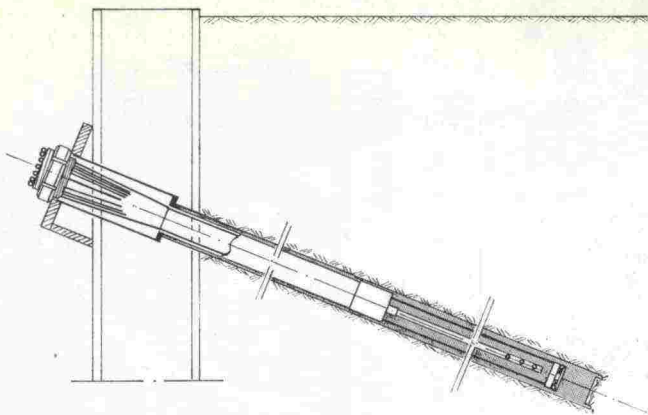
Tukiseinän ankkurointi maahan tai kallioon vetoankkureilla.

olosuhteiden vaatimusten mukaan. Esim. \varnothing 90 cm kaivinpaaluista tehdylle seinälle voidaan max.momenttina pitää 80...100 Mpm/jm. Olosuhteista riippuen paalut voivat leikata toisiaan edellä esitettyä vähemmän, sivuta toisiaan ja olla jopa pienen välimatkan päässä toisistaan. Ne voidaan alapäästä kiinnittää kalliioon ja yläosastaan ankkuroida ulospäin. Kaivinpaalupatoseiniä on meillä käytetty runsaasti yli kymmenen vuoden ajan eri tarkoituksiin. Mm. Helsingissä v. 1965 on City-korttelin rakentamisen yhteydessä käytetty tällaista patoseiniä, kuva 223. Seinän suurin korkeus oli 20 m, ulkopuolinen vedenpaine 17,0 m, maa- ja kallioankkureita oli yhteensä 1 200 kpl.

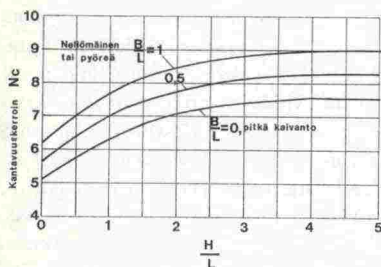
Bentoniittiseinä puolestaan aikaansaadaan 1,5...4,0 m levyisistä ja 40...100 cm paksuisista osista, paneleista, jotka ulotetaan olosuhteiden vaatimaan syvyyteen. Bentoniittiliete

korvaa kaivinpaalumenetelmään kuuluvan terästyöputken. Lietteen stabiiloivan ja "tukevan" ominaisuuden ansiosta voidaan erikoiskaivuria käyttäen ja pitämällä syntyvä kaivanto täynnä lietettä aikaansaada poikkileikkaukseltaan pitkänomainen kaivanto, jonka seinät liete pitää pystyssä. Valmiiksi tehty rauditus lasketaan paikalleen ja betoni valetaan contractor-menetelmää käyttäen. Valun edistyessä poistuva bentoniittiliete otetaan talteen uudelleen käytettäväksi. Yleensä tehdään ensin joka toinen seinäelementti ja elementtien pääty-pinnat suojataan eri tavoin, väliin tehtävien elementtien liittämiseksi luotettavasti viereisiin. Maanpintaan tehtävän "ohjauskauluksen" avulla voidaan varmistaa seinän oikea sijainti, esim. kaarevat osat ja kulmat.

Kapean ja pitkänomaisen työkuopan tukiseinät voidaan tukea helposti vastakkain toisiinsa. Laajan työkuo-



Kuva 225:
BBRV-maa- ja kallioankkuri.



Kuva 226:
Kantavuuskertoimen N_c määrittäminen.

pan vaakasuorat tukirakenteet joudutaan tekemään sen sijaan massiivisina sekä kannattamaan ne taipumien ja nurjahduksen välttämiseksi myös kuopan sisäpuolella. Tukirakenteet häiritsevät usein pahasti rakentamista ja aiheuttavat mm. vesitiiviissä seinä-mässä läpimenoreikien paikkausten muodossa hankalia jälkitöitä. Tämän vuoksi on ryhdytty tukiseiniä ankku-

roimaan kaivannon ulkopuolelle. Milloin kaivanto on matalahko, voidaan ankkurointi suorittaa seinän yläosassa lähelle maanpintaa ankkuripaaluihin tai -levyihin. Jos kaivanto on syvä, joudutaan ankkurointi suorittamaan useassa tasossa. Käytettävissä on jo lähes 15 vuoden ajan ollut irtomaahan (kitkamaahan) injektioimalla aikaan saatuja injektioankkureita, kuva 224 a, ja kallioon porattuja ankkureita, kuva 224 b. Ankkurit voidaan työtavasta riippuen tehdä joko tilapäisinä tai pysyvinä rakenteina. Jälkimmäinen edellyttää ankkurin oikeata suunnittelua, huolellista työn suoritusta sekä jännityskorroosiolle vähemmän alttiita teräksiä. Yleensä edellytetään lisäksi riittävää esijännitystä huomioon ottaen eri syistä syntyvät muodonmuutokset. Ankkurit voidaan tehdä joko terästangoista esim. Gewindestab St 105/80 tai koota langoista $\varnothing 7 \dots 12$ mm St 170,

esim. BBRV-ankkurit, kuva 225. Maa-ankkurille, injektointiankkurille, voidaan sallia olosuhteista riippuen kuormitusta 10...60 M p ja kallioankkurille tavallisesti 200 Mp saakka, mutta erikoistapauksissa jopa 400...500 Mp. Ankkurin suurin pituus on taval- lisesti n. 40 m, mutta voi olla eri- koistapauksissa runsaasti ylikin.

Kaivantojen vakavuus

Pehmeässä koheesiomaassa leikkaus- jännitykset lisääntyvät kaivannon sy- vyyden kasvaessa. Kun ne tulevat leikkauslujuuden suuruisiksi, saavute- taan kriittinen kaivussyvyys. Syvem- mälle mentäessä kaivannon pohja pyr- kii nousemaan samalla, kun maan- pinta kaivannon vierellä painuu.

Varmuus (F) pohjan nousemista vastaan koheesiomaassa voidaan mää- rittää kaavan (139) mukaisesti.

$$(139) F = \frac{N_c s}{\gamma H + p}$$

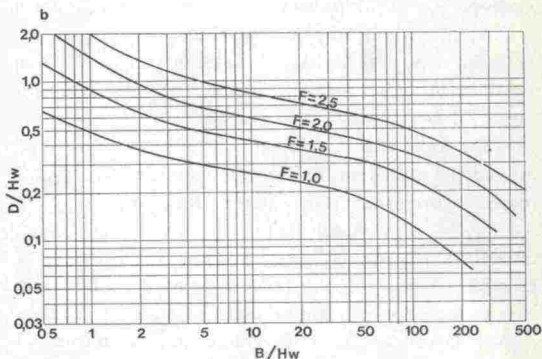
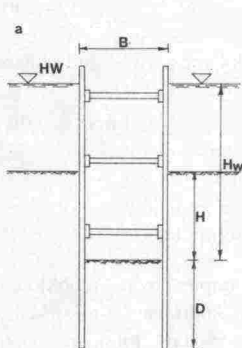
F varmuuskerroin
 N_c kantavuskerroin, kuva 226
s maan leikkauslujuus kaivutason alapuolella
 γ maan tilavuuspaino
p kuormitus maanpinnalla kaivan- non ympärillä
L kaivannon pituus
B kaivannon leveys

Ellei kaivannon vierellä ole yli- määräistä maata painona, saadaan kriittinen syvyys (H_k) kaavasta (140).

$$(140) H_k = \frac{s \cdot N_c}{\gamma}$$

Sallittu kaivussyvyys saadaan jaka- malla kriittinen syvyys (H_k) var- muusluvulla (F).

Varmuuskertoimenä voidaan yleen- sä käyttää $F = 1.3$. Jos kaivutyöt suoritetaan vedenpinnan alapuolella, on pohjan nousemisen vaara huomatta- vasti pienempi, koska maan tehokas tilavuuspaino on tällöin $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ (γ_w = veden tilavuuspaino).



Kuva 227:

Tukiseinän juntauussyvyyden määrittäminen homogeenisessa biekkamaassa (F = varmuuskerroin).

Suunniteltaessa ja suoritettaessa kitkamaassa kaivannon tukemista ja kaivua on otettava huomioon myös hydraulinen murtuminen. Tällainen vaara saattaa uhata silloin, kun kaivua suoritetaan luonnollisen pohjavedenpinnan alapuolella. Pumppaamalla suoraan kaivannosta kaivanto pyritään pitämään kuivana. Kaivannon pohjassa ylöspäin virtaavan veden paine kasvaa liian suureksi ja pohja pyrkii ensin liettymään ja löyhtymään. Lopulta maa-aines menettää lujuutensa, pohja nousee äkillisesti ja syntyy hydraulinen pohjan murtuminen monesti erittäin ikävine seurauksineen.

Tällainen hydraulinen pohjan murtuminen voi tapahtua koheesiomaasakin esim. silloin, kun kaivutason alapuolella on suhteellisen lähellä läpäisevä kitkamaamuodostuma, jossa on paineellista pohjavettä. Jos koheesiomaakerroksen paksuus ohenee riittävästi, leikkausjännitykset ylittävät koheesiomaan leikkauslujuuden ja seurauksena on pohjan murtuminen vedenpaineen vaikutuksesta.

Pohjan hydraulista murtumisvaaraa voidaan tutkia yksityiskohdissaan virtausviivaekvipotentiaalikäyrästäöllä, vrt. kohta 1.84. Usein käytännössä on kysymys tukiseinän riittävän juntauussyvyyden määrittämisestä, huomioon ottaen hydraulinen murtuminen. Käytettävissä on useitakin lähinnä kokeuksiin perustuvia laskentatapoja. Homogeenisessa hiekkamaassa voidaan tukiseinien juntauussyvyys määrittää kuvan 227 nomogrammistä. Varmuuskertoimen F tulee olla so-
rassa ja karkeassa hiekassa vähintään 1.5 ja hienossa hiekassa vähintään

2.0. Hydraulisen murtumisen vaaraa voidaan pienentää suorittamalla kaivutyö vedenpinnan alapuolella, käyttäen vettä vastapainona tai eräissä tapauksissa vastapainoa seinän vieressä, esim. käännettyä suodatinkerrosta. Alentamalla pohjavedenpintaa sopivin menetelmin ja vähentämällä virtauspainetta voidaan luonnollisesti pohjan murtumisvaara välttää varmin.

3.572 PERUSKUOPAN KUIVANA- PITO

Suomessa on pohjavesi yleensä verraten lähellä maanpintaa. Perustamistyöt pyritään kuitenkin tavallisesti suorittamaan kuivatyönä, koska työn suoritus tällöin on helpompaa ja saatetaan parempi työtulos.

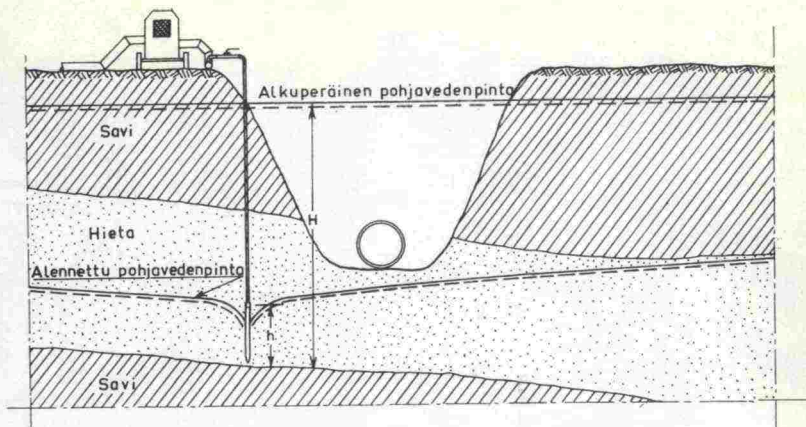
Avokuopasta pumppaaminen

Yksinkertainen tapa peruskaivannon työnaikaiseen kuivanapitoon on pumppaaminen suoraan avokaivannosta.

Nykyään käytettävistä pumpuista tavallisimpia ovat:

- Mäntä- ja kalvopumput (diaphragmapumput)
- Potkuripumput
- Keskipakopumput
- Paineilmapumput.

Keskipakopumput ovat tehokkaita ja niillä on huomattava nostokorkeus, mutta niillä voidaan pumpata vain puhdasta vettä. Sitävastoin kalvopumpuilla voidaan pumpata jopa lie-
tevesiä. Hyvin käytännöllisiä työmaa-



Kuva 228:

Siiviläputket rivissä viemärikaivannon reunalla.

käytössä ovat potkuri- tai keskipakoperiaatteella toimivat uppopumput.

Suurena haittapuolena kaikissa edellämainituissa pumpuissa, kalvopumppuja ehkä lukuunottamatta, on melko nopea kuluminen työmaakäytössä, koska työmailla yleensä joudutaan pumppaamaan epäpuhtaita vesiä.

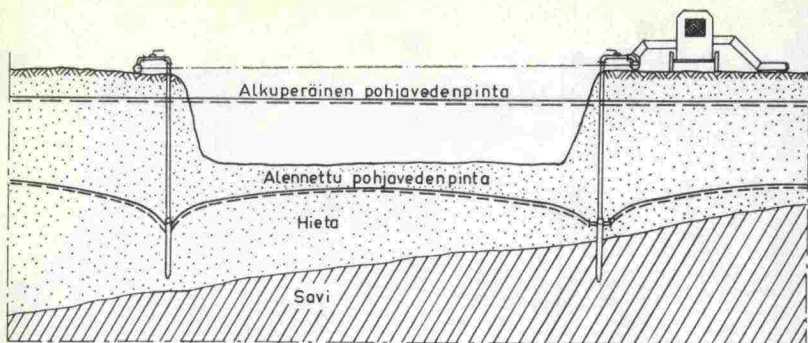
Avokuopasta pumppaaminen soveltuu lähinnä hyvin koossapysyviin ja heikosti vettäläpäiseviin koheesiomajaleihin. Sitä voidaan myös käyttää tiiviissä pohjareenissa, missä vedentulo on pientä.

Veden poisto olisi järjestettävä siten, että veden virtausmatka jää mahdollisimman lyhyeksi. Pumppaus tapahtuu parhaiten pumppukuopista, joita tulee olla riittävän useita. Nämä olisi parasta sijoittaa perustusten ulkopuolelle, jos tilaa vain on käytettävissä. Etenkin hienorakeisessa maassa kulkeutuu veden mukana hienoja

maa-aineksia. Tällaisen pohjavesieroosion johdosta maaperä löyhtyy ja ympäristössä voi tapahtua haitallisia painumia. Tätä voidaan ehkäistä ympäröimällä pumppukuoppa suodatinkerroksella ja estämällä täten hienon aineksen pääsy kuoppaan.

Avokuopasta pumpattaessa ovat suurimpia haittatekijöitä pohjavesieroosion aiheuttamat kaivannon luisien sortumiset ja pohjan liettyminen sekä hydraulinen murtuma syvemmässä kaivannoissa.

Edellämainittujen haittatekijöiden vuoksi sekä kaivantoon tulevaa vesimäärää pienentämään voidaan kaivanto ympäröidä uraseinällä. Usein kuitenkin yliarvioidaan uraseinän mahdollisuutta ehkäistä vedentuloa kaivantoon. Eräissä mittauksissa on havaittu vedentulon pienenevän vain 5 %, kun uraseinää on upotettu pohjaveden alapuolelle 1/10 pohjaveden



Kuva 229:

Siiviläputket sijoitettu kaivannon ympärille.

ja vettäläpäisemättömän kerroksen välimatkasta, kun uraseinä on upotettu puoleenväliin vettäläpäisevää kerrosta on pienennys 26 % ja kun uraseinän upotussyvyys on 9/10 vettäläpäisevästä kerroksesta pienenee vedentulo 64 %.

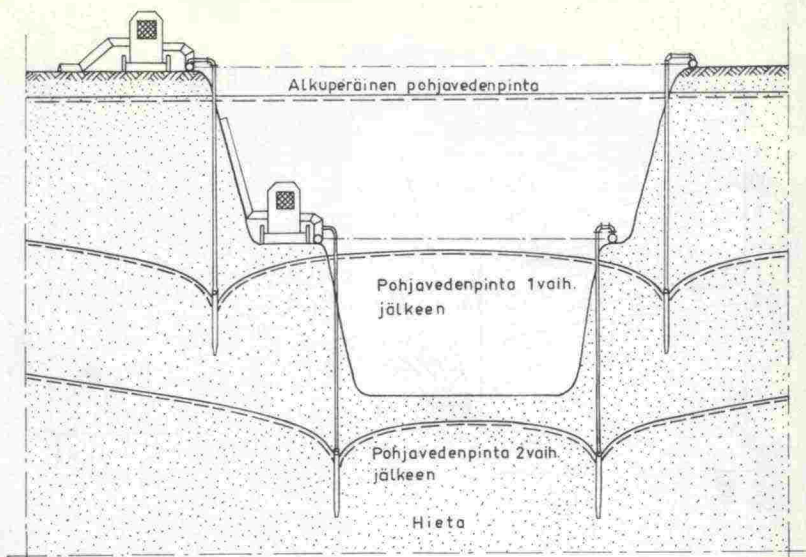
Pohjavedenpinnan alentaminen

Avokuopasta suoritettussa pumpauksessa syntyviä haittoja voidaan välttää alentamalla pohjaveden pinta kaivutason alapuolelle koko kaivannon ympäristössä, jolloin ei tapahdu haitallista veden virtausta sivultapäin luiskista tai alhaaltapäin pohjan kautta kaivantoon. Pohjavedenpinnan alentamiseen käytetyistä menetelmistä tärkeimpiä ovat:

- wellpoint- l. siiviläputkimenetelmä
- putkikaivomenetelmä
- sähköosmoosimenetelmä.

Wellpoint-menetelmä. Wellpoint-menetelmässä alennetaan pohjaveden-

pinta kaivannon ympärille tai pitkin viemärikaivannon reunaa sijoitetuista imukärjistä l. wellpointeistä pumpaamalla (kuvat 228 ja 229). Kunkin imukärjen ympärille muodostuu pohjavedenpintaan suppilo ja imukärkien välillä saa vedenpinta kaarevan muodon. Tämän vuoksi on imukärjet upotettava 1.5...3 m tulevaa kaivannon pohjaa syvemmälle, jotta pohjavedenpinta myös imukärkien välissä ja kaivannon keskellä alenisi riittävästi. Imukärjet sijoitetaan yleensä 1...3 m välein. Imukärjet asennetaan maahan vesihuuhtelulla ja tätä menetelmää käyttäen onnistuu asennus yleensä sellaiseen maahan, johon painokaira on tunkeutunut ja tätä kovempaankin maahan käytettäessä tehokkaita huuhtelupumppuja, ellei maaperä ole kovin kivistä. Tasarakeiseen hietamaahan sujuu imukärjen alashuuhtelu muutamassa minuutissa. Maaperästä riippuen asennetaan imukärkiä yleensä 10...25 kpl päivässä, mutta vaikeissa olosuhteissa jää mää-



Kuva 230:

Syvissä kaivannoissa joudutaan siiviläputkia sijoittamaan useana vaiheena em. tasoille.

rä alle 10 kpl/pv. Vesihuuhtelun ansiosta syntyy imukärjen ympärille \varnothing 25...30 cm reikä, joka hienohiekka-, hietta- ja hiesumaissa täytetään suodatinoralla.

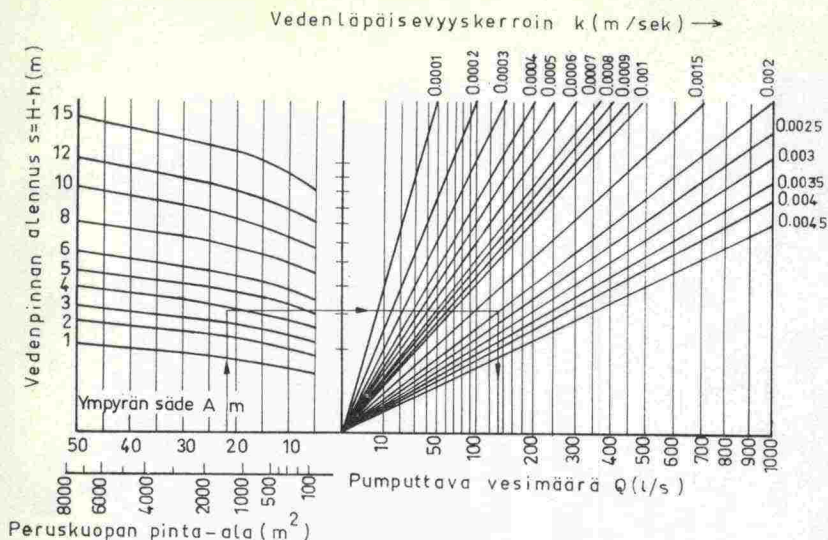
Imukärjet kytketään \varnothing 10...20 cm kokoojaputkeen l. pääjohtoon ja jokaisen imukärjen yläpäässä on venttiili, jolla imukärki voidaan tarvittaessa sulkea.

Pääjohto yhdistetään imupumpuun, jonka vesipumppuna on yleensä keskipakopumppu. Täydellisissä pumpuissa on lisäksi tehokas tyhjiöpumppu. Pumppu on varustettu automaattisesti ohjatulla tyhjiöpumppu-vesisäiliökytkennällä, jolloin koko putkistossa saadaan pysymään jatkuva

tehokas tyhjiö. Käytettäessä usealla suodatinverkolla varustettuja imukärkiä ja edelläkuvattuja tyhjiöpumppuja nimitetään menetelmää myös tyhjiömenetelmäksi eroitukseksi tavallisesta siiviläputkimenetelmästä.

Tyhjiömenetelmässä edistää myös ilmanpaine veden virtausta imukärkeen, jolloin pohjaveden pinnan alennus on mahdollista myös hienorakeisissa hietta- ja hiesumaissa.

Tehokkaita tyhjiöpumppuja käyttäen ja tiivistettäessä verkoston liitokset huolellisesti saavutetaan 0.8...0.9 at alipaine pumpun imuaukossa ja pääjohdossa. Kun toisaalta maaperässä imukärjen ympärillä tarvitaan vielä 0.3 at alipaine, jotta veden vir-



Kuva 231:

Pumputtavien vesimäärien likimääräinen arvioiminen pohjavedenpintaa alennettaessa.

taus saataisiin nopeutumaan hienora-keisessa maassa, voidaan pohjaveden pintaa näinollen alentaa n. 5...6 m pumpun imuaukosta mitattuna. Jos tarpeellinen pohjavedenpinnan alennus on yli 5...6 m, joudutaan tavallisesti käyttämään kaksivaiheista pumppausta, jossa alempi verkosto asennetaan alennetun pohjavedenpinnan tasoon (kuva 230). Ylempi verkosto voidaan tällöin purkaa, kun alempi verkosto on asennettu, jos pohjavedenpinta saa pumppauksen päätyttyä nousta nopeasti alkuperäiseen tasoon. Alempi verkosto on luonnollisesti tällöin mitoitettava sille suotovesimäärälle, joka aiheutuu alimman pohjavedenpinnan ja alkupe-

räisen pohjavedenpinnan välisestä paine-erosta. Tukemattomissa jyrkisä luiskissa ja maapadoissa saattaa tapahtua sortumia pohjaveden pinnan noustessa nopeasti useita metrejä ja tällaisessa tapauksessa voitaisiin ylemmästä verkostosta pumppaamalla hidastaa veden nousunopeutta.

Pohjavedenpinnan alennuskaluston mitoitus riippuu maan vedenläpäisevyydestä (k), vedenalennussyvyydestä ($H-h$) (kuva 228) ja siitä, onko läheisyydessä erikoisia suotolähteitä, kuten vesistöjä tai soita. Myös haluttu vedenpinnan alemisnopeus vaikuttaa kaluston määrän valintaan. Se vesimäärä, joka on mahdollista pumpota yhden imukärjen kautta, riippuu

pääasiassa vain maan vedenläpäisevyydestä ja pumppaustehosta, mutta kaivantoon tuleva kokonaisvesimäärä kaikista em. seikoista. Kokonaisvesimäärä aikayksikössä voidaan karkeasti arvioida esim. kuvan 231 esittämästä nomogrammista, ellei haluta suorittaa tarkempia laskelmia. Nomogrammi ei päde, jos läheisyydessä on vesistö tai jos on kyseessä ns. arteesisen paineen alainen pohjavesi. Tyhjiöpumppausta käytettäessä hienorakeisessa maassa, jossa maaperään syntyy tyhjiövaikutusta, voidaan edellämainitusta nomogrammista saatu vesimäärä Q kertoa kaavan (141) mukaisella kertoimella (k).

$$(141) k = \frac{(H - h) + (p_0 - p)}{H - h}$$

p_0 ilmanpaine maanpinnalla (m)
 p ilmanpaine imukärjen ympäristössä (m)

Imukärjen seulaverkkojen ja suodatinsoiran ansiosta ei pumppauksen yhteydessä hieno maa-aines pääse kulkeutumaan putkistoon. Tämä on välttämätöntä myös sen vuoksi, että ainaakaan tyhjiöpumppauksessa käytettävät pumpput eivät kestä hienonkaan maa-aineksen kuluttavaa vaikutusta. Eräällä työmaalla, jossa käytettiin tehdasvalmisteisia, usealla seulaverkolla varustettuja imukärkiä, mitattiin hietamaassa, jossa $D_{10} = 0.08$ mm, verkoston läpi kulkeutuvan hienointa maa-ainesta n. 20...40 g pumputtua vesikuutiometriä kohti.

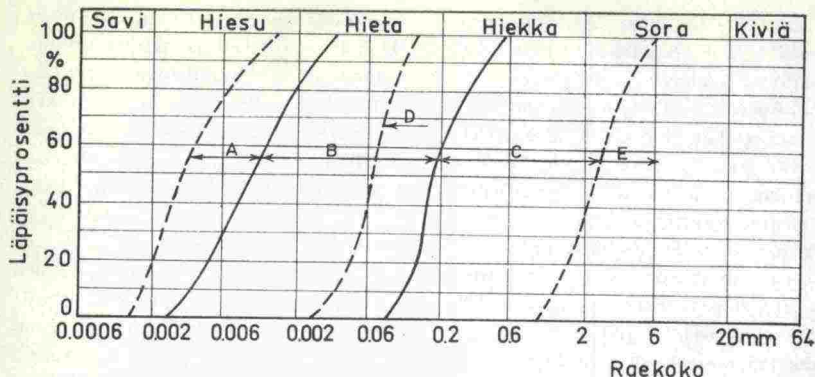
Putkikaivomenetelmä. Putkikaivona käytetään isoläpimittaisia, tavallisesti $\varnothing 150 \dots 200$ mm reiällisiä putkia, mutta putkikaivona voidaan pi-

tää myös wellpointtien tapaisia pieniläpimittaisia reiällisiä putkia. Suuriläpimittaiset putkikaivot tehdään käyttäen $\varnothing 30 \dots 80$ cm työputkea. Työputken sisään asennetaan em. reiällinen putki ja välitila täytetään suodatinsoiralla, kun työputki nostetaan ylös.

Putkikaivot varustetaan imuputkel-la ja yhdistetään kokooajajohdolla pumppulaitteisiin. Pumppuina käytetään isokokoisia kalvopumppuja tai itseimeviä keskipakopumppuja. Suuriläpimittaiseen putkikaivoon voidaan asentaa myös erillinen uppopumppu kaivon pohjalle, jolloin jokainen kaivo toimii erillisenä yksikkönä.

Suuriläpimittaiset putkikaivot sijoitetaan etäälle toisistaan n. 5...15 m, jopa 25 m välein ja niitä joudutaan sijoittamaan toisinaan myös kaivannon keskelle. Kaivot on upotettava huomattavasti kaivutasoa syvemmälle, jotta vedenpinta alenee riittävästi myös kaivojen välissä. Syvien putkikaivojen ja uppopumppujen käyttö on edullista syvissä ja ahtaissa kaivannoissa.

Sähköosmoosimenetelmä. Hyvin hienorakeisessa maaperässä käytettävä sähköosmoosimenetelmä perustuu siihen, että johdattaessa tasavirtaa maakerroksen läpi positiivisesti varautuneet vesihiukkaset kulkeutuvat sähkövirran mukana katodia kohti. Katodiksi sijoitetaan suodatinputki, josta vesi pumpataan pois. Pumppuina voidaan käyttää pieniä keskipako- tai uppopumppuja, sillä vesimäärät ovat pieniä. Eräissä tapauksissa on käytetty yhdistettyä tyhjiö-sähköosmoosimenetelmää.



Kuva 232:

Rakeisuusalueet, joissa eri pohjavedenpinnan alennusmenetelmiä voidaan edullisimmin käyttää.

A. Sähköosmoosimenetelmän käyttöalue.

B. Tyhjiöpumppaus-siiviläputkistomenetelmän käyttöalue.

C. Putkikaivomenetelmän käyttöalue. Veden virtaus on riittävän nopeaa painovoiman vaikutuksesta.

D. Teoreettinen raja, jossa pumppaus putkikaivoista on mahdollista ilman tyhjiöpumppausta. Käytännössä veden virtaus on kuitenkin liian hidasta.

E. Tätä karkeammissa maaperässä on tarpeellista ympäröidä kaivanto tiivistysseinällä.

Pohjavedenpinnan alennusmenetelmien käyttöalueet. Pohjavedenpinnan alennusmenetelmän valinta ja myös pumppausaika riippuvat maan vedenläpäisevyydestä (k). Maan vedenläpäisevyyteen vaikuttavat ratkaisevasti maan tehokas raekoko (D_{10}) sekä maan tasarakeisuus eli raekokosuhte (D_{60}/D_{10}). Myös maan tiiviydellä on suuri merkitys maan vedenläpäisevyyteen.

Kuvassa 232 on esitetty ne rakeisuusalueet, joissa edellä esitetyt pohjavedenpinnan alennusmenetelmät tavallisissa olosuhteissa soveltuvat käytettäviksi.

Kaikkien edelläesitettyjen pohjavedenpinnan alennusmenetelmien käyttö

tulee yleensä kysymykseen vain soraa hienommissa maalajeissa, joissa $D_{10} \leq 1.5 \dots 2$ mm. Tätä karkeammissa maalajeissa on maaperän vedenläpäisevyys niin suuri, että ellei työtä haluta tehdä vedenalaisena työnä, joudutaan yleensä tekemään veden virtausta estäviä tiivistys- tai uraseiniä kaivannon ympärille. Näiden yhteydessä voidaan käyttää putkikaivo- tai wellpoint-menetelmiä.

Hiekan ja karkean hiedan rakeisuusalueella veden virtaus tapahtuu painovoiman vaikutuksesta riittävän tehokkaasti ja veden alennus voidaan suorittaa joko putkikaivo- tai wellpoint-menetelmällä. Putkikaivoja käytettäessä vedenpinnan alenemisnopeus

hidastuu ratkaisevasti, kun tehokas raekoko $D_{10} < 0.1$ mm ja jos $D_{10} < 0.04$ mm, ei putkikaivoista pumpaaminen enää onnistu, sillä vesihiukkaset pysyvät maahuokosissa kapillaarivoiman vaikutuksesta. Parhaiten soveltuu putkikaivomenetelmä hiekkamaihin, joissa $k > 10^{-3}$ cm/s. Huonosti vettäläpäisevässä maassa joudutaisiin kaivot sijoittamaan niin lähelle toisiaan, että ainakin suuriläpimittaisia kaivoja käytettäessä menetelmä muodostuu epätaloudelliseksi. Lisäksi putkikaivot tukkeutuvat helposti hienorakeisessa maassa hienon maaineksen kulkeutuessa niihin. Tätä voidaan estää käyttämällä tehokkaita suodattimia.

Wellpoint-menetelmä yhdistettynä tehokkaalla tyhjiöpumppauksella soveltuu käytettäväksi saatujen kokeusten mukaan myös hietä- ja hiesumaissa, joissa tehokas raekoko $D_{10} > 0.002$ mm. Tämä vastaa suunnilleen vedenläpäisevyyttä $k \leq 10^{-5}$ cm/s. Tyhjiömenetelmää on käytetty jopa maaperässä, jossa $k \sim 10^{-7}$ cm/s.

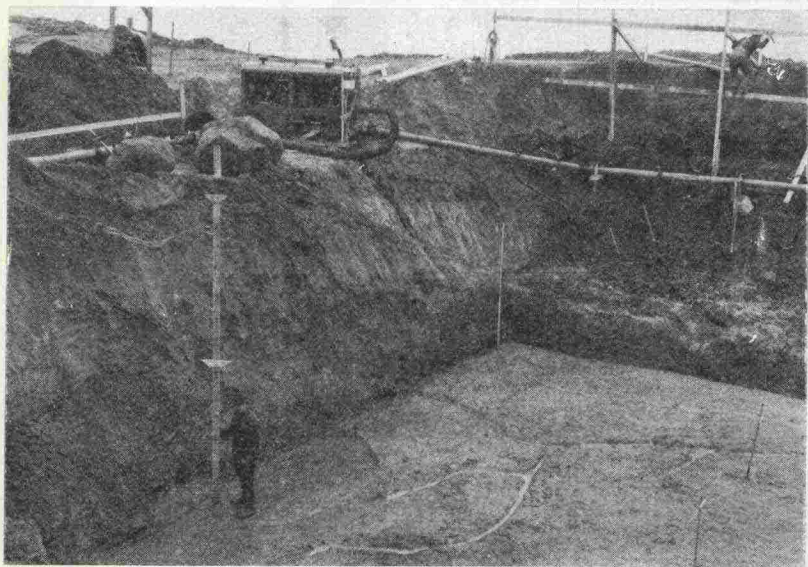
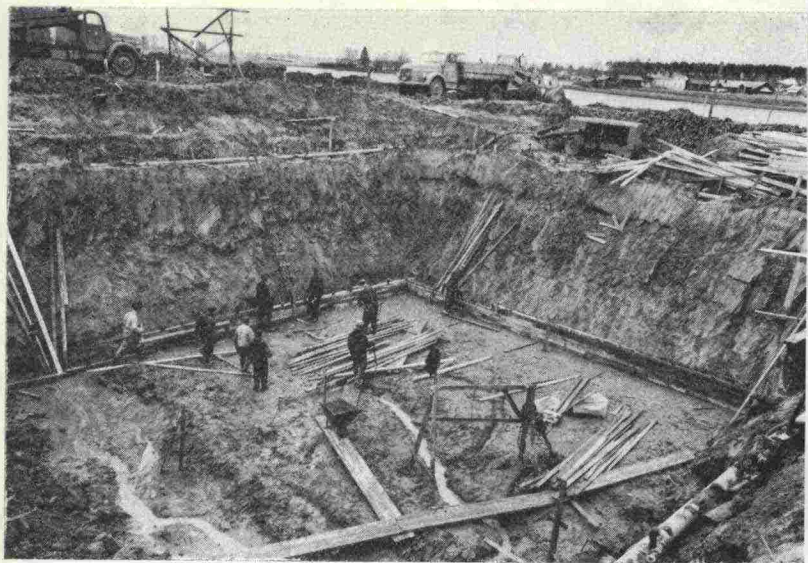
Tyhjiöpumppausta käytettäessä on vedenpinnan alenemisaika hietamaassa, jossa raekokosuhte $D_{60}/D_{10} < 5$, ja pohjavettä alennetaan enintään 4 m, n. 1...3 vrk. Jos raekokosuhte on suurempi ja tehokas raekoko $D_{10} < 0.02$ mm, pitenee vedenpinnan alennukseen tarvittava pumppausaika. Hietaisessa hiesumaassa se on noin viikko. Kerrostuneessa maaperässä voidaan joutua käyttämään kaksivaiheista pumppausta jo 4...6 m vedenpinnan alennukseen. Kerrostuneessa maaperässä muodostuu yleensä vedenpinnan alennukseen vaadittava pump-

pausaika tavallista pidemmäksi. Imukärjet olisi pyrittävä tällöin sijoittamaan hyvin vettä läpäisevään kerrokseen.

Jos pohjaveden pinta on alennettava maaperässä, jossa $D_{10} < 0.004$ mm ei tyhjiöpumppauksellakaan aina saada toivottua tulosta, etenkin jos maaperän vedenläpäisevyys on maan tiiviyn vuoksi erittäin pieni. Tällaisessa maaperässä voidaan käyttää sähköosmoosimenetelmää. Tässä menetelmässä maan kuivumisen vaatima aika on ratkaisevasti riippuvainen maan vesipitoisuudesta, ts. poistettavan veden määrästä. Koska turvallisuussyistä ei yleensä voida käyttää 70 V suurempia jännitteitä, ei ole kannattavaa käyttää sähköosmoosimenetelmää maaperässä, jossa maan vedenläpäisevyys $k > 10^{-5}$ cm/s. Saksassa suoritetuissa töissä on tosin osoittautunut, että sähköosmoosimenetelmällä on saavutettu parhaita tuloksia maaperässä, jossa tehokas raekoko D_{10} on välillä 0.015...0.002 mm.

Taloudelliset näkökohdat

Pohjavedenpinnan alennuksen kustannuksiin vaikuttavat seuraavat seikat: pumppausaika, kuivatettavan alueen laajuus ja pohjavedenpinnan alennussyvyys sekä maaperän laatu. Ratkaisevin merkitys kustannuksiin on pumppausajalla sekä myös pohjavedenpinnan alennussyvyydellä, jos kaivanto ulottuu enemmän kuin 2...3 m pohjavedenpinnan alapuolelle. Myös kuivatettavan alueen laajetessa kustannukset kasvavat, mutta eivät kuitenkaan aivan samassa suh-



Kuvat 233 ja 234:
 Kaivantoja, joista pohjavesi on alennettu tyhjiöpumppauksella siiviläputkista.



teessa. Vaikea maaperä nostaa kustannuksia lähinnä pidentyneen pumpausajan vuoksi.

Pohjavedenpinnan alennuksella säävutetaan avokuopasta pumppaamiseen verrattuna seuraavia etuja:

- Työ voidaan suorittaa kuivatyönä ja säävutetaan parempi työtulos.
- Kaivannon pohjan liettymisen ja hydraulisen murtuman vaaraa ei ole.
- Kaivu voidaan suorittaa yleensä konekaivuna esteettä lähes täyteen syvyyteen.
- Vedenpitävää puu- tai teräsuraseinää ei tarvita. Syvissä kaivannoissa tarvitaan mahdollisesti tukiseinä, joka estää maan sortumisen kaivantoon.
- Tehokkaita imukärkiä käytettäessä ei maa-ainesta kulkeudu veden

Kuvat 235 ja 236:

Viemärikaivanto ennen ja jälkeen pohjavedenpinnan alennuksen.



mukana eikä täten synny haitallisia painumia ympäristössä.

Erikoisesti tyhjiöpumppauksen ansiosta säilyy maaperän koossapysyvyys hyvänä, sillä maaperän luonollinen olotila ei pohjavedenpintaa alennettaessa häiriinny. Ilmanpaineen vaikutuksesta tapahtuu päinvastoin maaperän stabiloitumista. Hiekka-hienohietamaissa on kaivutyö yleensä voitu suorittaa 5...6 m syvyisissäkin kaivannoissa täysin ilman tukiseiniä ja lähes pystysuorin luiskin. Kuvien 233 ja 234 esittämällä pumppaamotyömaalla Oulussa ja Kyrönsalmen silta-työmaalla Savonlinnassa on kaivettu ilman tukiseiniä n. 5 m pohjavedenpinnan alapuolelle. Edellisessä tapauksessa oli $D_{10} \sim 0.015$ mm ja $D_{60}/D_{10} = 3.5$ ja jälkimmäisessä $D_{10} \sim 0.06$ mm ja $D_{60}/D_{10} \sim 4$.

Kuvien 235 ja 236 esittämällä viemäri-työmaalla pohjavesi aleni 1...2 vrk:ssa 4...5 m. Täällä oli tehokas raekoko $D_{10} = 0.04 \dots 0.015$ mm ja $D_{60}/D_{10} = 2.5 \dots 6$ kaivannosta otetuista näytteistä suoritettua seulonnan mukaan.

Jos pohjavedenpintaa alennettaessa voidaan välttää vedenpitävien uraseinien käytöltä ja lisäksi otetaan huomioon kaivutyön helpottumisesta saatava säästö, vastaavat nämä kustannussäästöt n. 2...4 kk pumpausajan kustannuksia pohjavedenpinnan alennusta käyttäen. Laajoissa kaivannoissa muodostaa tukiseinän tukeminen lisäksi erityisen ongelman. Jos kaivussyvyys on yli 4 m pohjaveden alapuolelle, joudutaan avopumppauksen yhteydessä yleensä käyttä-

mään teräsuraseinää, joka nostaa huomattavasti kustannuksia ja tästäkin huolimatta on hydraulisen murtuman vaara erittäin suuri.

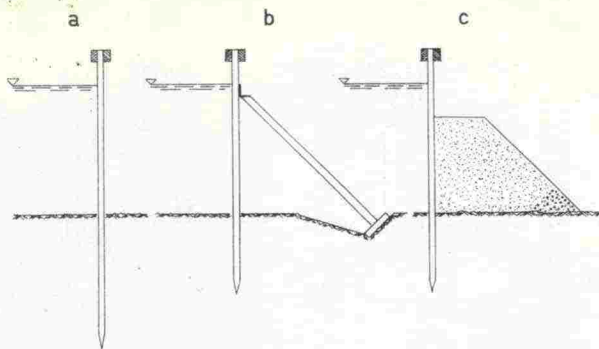
3.573 TYÖPADOT

Työpadot ovat tilapäisrakenteita ja niitä käytetään silloin, kun rakennus-alue on veden peittämä. Perustustöitä varten tarvittava alue ympäröidään mahdollisimman vesitiivillä padoilla niin, että niiden sisäpuolella voidaan perustustyöt suorittaa kuivissa oloissa, kun vesi on pumputtu pois. Työ-patoja käytetään useimmiten vesirakennustöissä voimalaitos-, telakka- ja kanavatyömailla, mutta tulevat kysymykseen myös sillan rakennustyömailla.

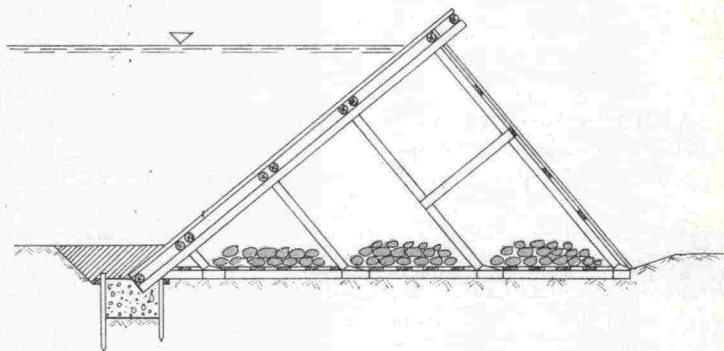
Työpadot voidaan jakaa kolmeen ryhmään:

- yksiseinäiset työpadot, joissa tiivistävänä rakenteena on tavallisesti joko puu- tai teräsuraseinä,
- kaksiseinäiset työpadot, joissa kaksi toisiinsa tavalla tai toisella liitettyä puu- tai teräsuraseinää ja niiden välissä oleva maatäyte muodostaa tiivistävän rakenteen,
- maapadot, joissa maatäyte antaa padolle riittävän vakavuuden ja vesitiiviyden.

Mikä patotyyppi milloinkin tulee taloudellisimpana kysymykseen, riippuu ratkaisevasti veden syvyydestä ja pohjan laadusta, mutta myöskin käytettävissä olevasta tilasta, esim. joen uomaa ei saa sulkea liian ahtaaksi, myös veden virtausnopeus, liikenne,



Kuva 237:
Yksiseinäisiä työpatoja.



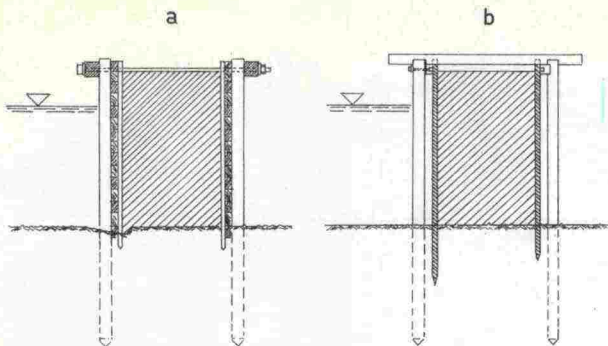
Kuva 238:
Pukkipato.

uitto, jääsuhteet jne. saattavat vaikuttaa valintaan. Jos vesisyvyys on pieni, voivat kaikki kolme patotyyppiä tulla yleensä kysymykseen riippumatta pohjasuhteista. Kun syvyys kasvaa, tulee yksiseinäinen työpato kysymykseen vain, jos se voidaan rakentaa kalliolle. Kaksiseinäinen työpato soveltuu yksiseinäistä paremmin maapohjalle. Maapato vaatii suurilla vesisyvyyksillä runsaasti tilaa sekä maa-

massoja. Se tulee kyseeseen silloin, kun sopivia massoja on helposti lähettyvillä saatavissa. Padonharja on syytä tehdä 0.3...0.5 m ylintä vedenpintaa korkeammaksi.

Yksiseinäinen työpato

Yksiseinäisen työpadon muodostavat yksinkertaisimmassa tapauksessa maahan lyödyt puu-uralankut, jotka taivutuksella ottavat vastaan veden-



Kuva 239:

Kaksiseinäinen matalabko puinen työpato.

paineen, kuva 237 a. Jos kiinnitys maahan jää liian pieneksi tai lankku ei yksinään kestä, voidaan seinä tukea vinotuilla sisäpuolelta, kuva 237 b. Vinotukien asemasta voidaan sisäpuolella täyttää myös sopivaa maainesta kuva 237 c. Tällaista yksiseinäistä puista uraseinää voidaan käyttää yleensä vain silloin, kun vesisyvyys on enintään 1,5 m.

Käyttämällä puu-uralankkujen asemasta teräsuralankkuja, voi vesisyvyys olla huomattavasti edellä esitettyä suurempi. Käytännössä kuitenkin jo 2,5...3,0 m vedenpaine vaatii huomattavia tukirakenteita. Jos vesipaine on tätä suurempi, on syytä harkita myös muita työpatoratkaisuja.

Jos uralankkujen lyönti tuottaa vaikeuksia maapohjan kiinteyden tai kivisyyden vuoksi tai työpato joudutaan tekemään suoraan kallion päälle, voidaan käyttää kuvan 238 mukaista pukkিপatoa, jonka paineseinämän muodostaa 1:1...1:1,5 kaltevuudessa oleva vesitiivis uralankkuseinä. Padon eteen täytetään tiivistä maata

vuotojen estämiseksi padon alta. Voidaanpa tarvittaessa valaa betonista eräänlainen tiivistyskynnys. Padon liukuminen vedenpaineen vaikutuksesta estetään kalliotartunnoilla ja käyttämällä riittävästi painotäytettä. Tällaista patotyyppiä voi menestyksellä käyttää vedenpaineen ollessa 5...6 m. Poikkeuksellisesti on patoa käytetty vedenpaineen ollessa jopa yli 10 m.

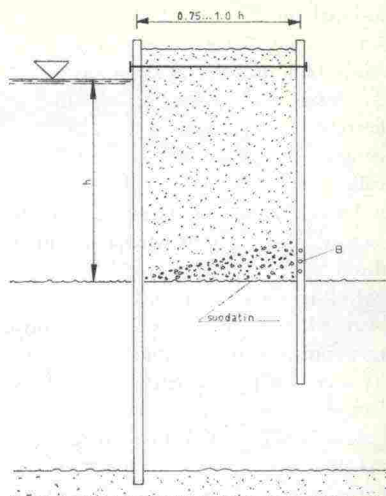
Kaksiseinäiset työpadot

Kaksiseinäinen työpato muodostuu tavallaan kahdesta yksiseinäisestä padosta, jotka on liitetty toisiinsa ja joiden väliin on täytetty maata, tavallisesti hiekkaa, soraa tai moreenia. Jos seinien välimatka on pieni, on pato tuettava vinotuilla samaan tapaan kuin yksiseinäinen työpato.

Kaksiseinäisiä työpatoja käytetään irtomaassa tapauksissa, jolloin vesisyvyys on suuri ja yksiseinäinen työpato on hydraulisen murtumisvaaran vuoksi epävarma.

Kaksiseinäinen työpato voidaan tehdä puusta, vesisyyvyden ollessa enintään 5...6 m. Jos vesisyyvyys on tätä suurempi, joudutaan usein suorittamaan lisätoimenpiteitä, esim. tekemällä kolmas, edellisiä matalampi seinä täytteen sisäpuolelle. Ennen täytteen ajamista on yhdensuuntaisten puuseiniä välisen tilan pohja puhdistettava huolellisesti kasvijätteistä ja irtomaasta. Maa-aines seinien väliin täytetään n. 30 cm paksuisina kerroksina ja tiivistetään. Jos padon vieressä ei perustamistöitä varten jouduta kaivautumaan padon (uoman) pohjatasoa syvemmälle, voivat molemmat seinät olla lähes samassa tasossa, tehtynä joko vaakasuorista, kuva 239 a tai pystysuorista lankuista, kuva 239 b. Jos rakennuskaivanto ulottuu syvemmälle kuin uoman pohja, on ulompi seinä lyötävä vastavasti syvemmälle, jotta vuotomatka pidentyisi. Näin on meneteltävä myös, jos vesi virtaa voimakkaasti. Lisäksi voidaan käyttää suojana kiviheitoketta.

Kun vesisyyvyys on suuri, tehdään kaksiseinäinen työpato kahdesta yhdensuuntaisesti lyödystä teräsuraseinästä, jotka kiinnitetään toisiinsa ankureilla riippuen vesisyyvyydestä, joko yhdessä tai useammassa tasossa. Seinän väliin täytettävän materiaalin tulee olla mahdollisimman painavaa ja sen sisäisen kitkakulman mahdollisimman suuri, koska täyte vaikuttaa painollaan sekä sisäisellä ”muodonmuutosvastuksellaan”, kuten massiivinen gravitaatiopato. Jotta täytteen paino tulisi käytetyksi hyödyksi, on veden tulo täytteeseen estettävä ja



Kuva 240:

Kaksiseinäinen työpato teräslankuista.

toisaalta täytteeseen tunkeutunut vesi mahdollisimman nopeasti johdettava pois rakennuskaivantoon. Tätä varten alaosaan täytetään soraa suodattimeksi ja sisäpuolisen seinän alaosaan tehdään esim. joka kolmanteen uralankkuun \varnothing 20 mm reikiä, kuva 240. Vedenpuoleinen seinä on tehtävä mahdollisimman tiiviiksi ja lyötävä syvemmälle kuin sisäpuolinen seinä,

Taulukko 20. Ohjearvot kaksiseinäisen työpädon leveydelle.

\varnothing	b/h			
	Hombergin mukaan		Blumin mukaan	
20°	0.95	1.9	1.25	1.93
30°	0.75	1.18	0.93	1.43
40°	0.62	0.9	0.81	1.24
γ	1.8	1.1	1.8	1.1

jos mahdollista alla olevaan tiiviiseen ja vähemmän vettä läpäisevään kerrostumaan, mikäli sellainen on taloudellisesti saavutettavissa. Jos tiivistä kerrosta ei ole tavoitettavissa, on vedenpuoleinen seinä lyötävä niin syvälle, että vuotomatka tulee riittävän pitkäksi eikä padon vakavuudelle ole vaaraa maansisäisen eroosion muodossa.

Kaksiseinäisen työpadon etuina ovat yleensä hyvä tiiviys ja kuiva rakennuskuoppa. Sisäpuoliset tukirakenteet eivät ole haittaamassa työskentelyä.

Kaksiseinäistä työpatoa voidaan pitää massiivisena gravitaatiopatona, ja vaikuttavina kuormina ovat padon paino ja vedenpaine. Jotta liukumis- tai kaatumisvaaraa ei olisi, tulee padolla olla riittävä leveys = b . Tämä on riippuvainen padon korkeudesta = h , täytteen tilavuuspainosta γ ja kitkakulmasta ϕ . Taulukossa 20 on esitetty kahden tutkijan, Holmbergin ja Blumin, ehdottamat ohje-arvot padon leveydelle. Kun Blumin mukaan saadaan suuremmat patolevyydet, riittää tällöin varmuudeksi = 1. Seinan ja maan välisen kitkakertoimen on taulukossa otaksuttu olevan $\delta = \frac{\phi}{2}$

Padon korkeus h on riippuvainen pohjasta.

- 1) Pato on irrallisena kovan pohjan, esim. kallion päällä, kuva 241 a.
- 2) Padon muodostavat maahan lyödyt uraseinät, jolloin korkeus h on suurempi kuin vesisyvyys = t . Blum'in mukaan voidaan epäedul-

lisin leikkaus ottaa huomioon kuormituksen nollapisteen kohdalla. Tällöin saadaan (kuva 241 b).

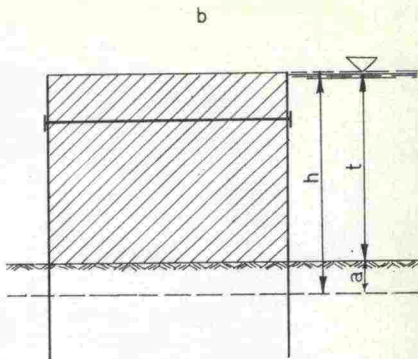
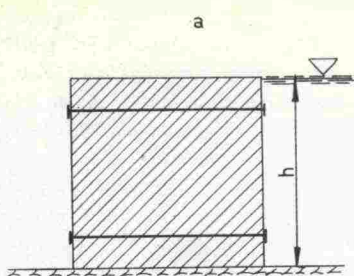
$$(142) a = \frac{t \gamma}{\gamma \lambda_p}; h = t + a$$

$$(143) h = t \frac{(1 + \lambda_p \gamma)}{\lambda_p \gamma};$$

(kun $\gamma_w = 1.0$)

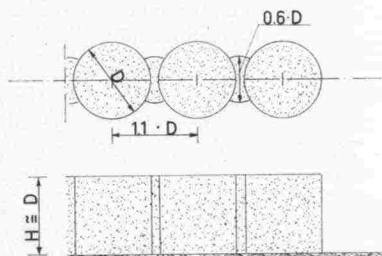
Tapauksessa 1) on tutkittava myös kaatumisvarmuus ja resultantin tulee olla sydänkuvion sisäpuolella, jotta vetoa ei synny mihinkään osaan patoa.

Kun kyseessä on pinta-alaltaan suuri työkuoppa tai rakennusalue, vesisyvyys on suuri ja maapohja on rakenteeltaan kiinteätä ja uraseiniä on vaikea lyödä syvään, voidaan käyttää sylinteripatoa. Tällainen pato syntyy lieriömäisistä sylintereistä, jotka muodostuvat ympyrän kehään lyödyistä teräsuralankuista. Sylinterit liitetään toisiinsa sylinterin halkaisijaa kapeammalla osalla, ja täytetään karkearakeisella maa-aineksella samaan tapaan kuin kaksiseinäinen työpato, kuva 242. Sylinteripadon etuna on se, ettei tukirakenteita eikä ankkureita tarvita, koska täytteen aiheuttaman maanpaineen johdosta seinässä esiintyy vetovoimia, kuva 243. Vetovoi-
mista johtuu myös, että teräsuraseinien lukot ovat vesitiiviitä. Jokainen sylinteri voidaan koota ja täyttää itsenäisesti. Pato on vakava silloinkin, kun lankkuja ei pystytä lyömään syvälle kiinteään tai kovaan maapohjaan. Vedenpuoleisella sivulla seinät tulisi lyödä kuitenkin tiiviiden vuoksi mahdollisimman syvälle.



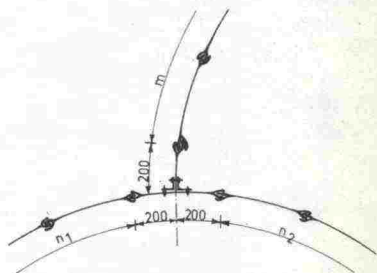
Kuva 241:

Kaksiseinäinen työpato kallion ja irtomaan päällä.



Kuva 242:

Sylinteripato teräslankuista.



Kuva 243:

Sylinteripadon teräsuralankkujen liittyminen toisiinsa.

Maapadot

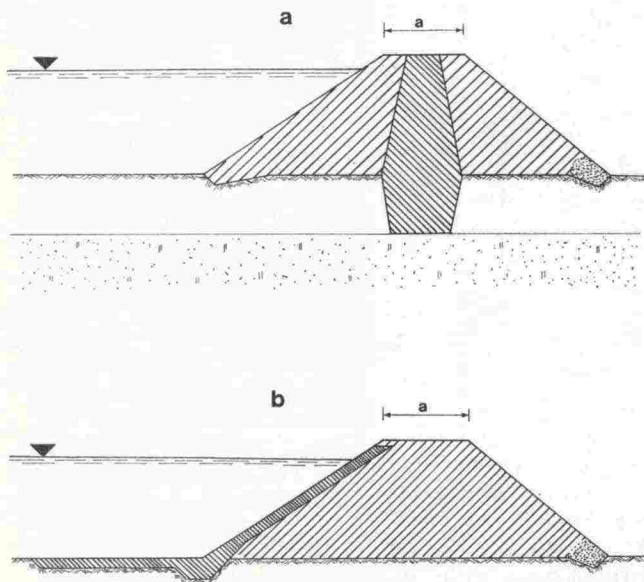
Maapato vaatii verraten paljon tilaa varsinkin silloin, kun pato on suuren vesisyvyyden vuoksi tehtävä korkeaksi. Sen vuoksi maapato soveltuu käytettäväksi työpatona parhaiten suurisuuntaisten rakennuskohteiden ollessa kysymyksessä ja silloin kun työmaa-alueelta tai sen välittömästä läheisyydestä on helposti saatavissa patoon soveltuvia maamasoja. Maapadolla voidaan sulkea

esim. lahdeke vesistössä, ja tehdä padon suojassa kuivissa oloissa muutoin ehkä hyvinkin hankalat vedenalaiset perustamistyöt. Kun maapato joudutaan useimmiten tekemään vapaaseen veteen, on valittava sellainen patotyyppi, että pato on mahdollista rakentaa järkevästi ja taloudellisesti ja että lopputulos vastaa tarkoitustaan. Jos työpato on mahdollista rakentaa kuitenkin kuivissa olosuhteissa, voidaan rakentamisessa

noudattaa yleisesti maapatojen rakentamisessa käytettyjä tyyppiratkaisuja ja periaatteita.

Ennen kuin padon rakentamiseen ryhdytään, on paikalla suoritettava pohjatutkimukset näytteenottoineen pohjasuhteiden selvittämiseksi. Eri-tyistä huomiota on kiinnitettävä padon alla samoin kuin padottavalla alueella olevien maakerrosten vedenläpäisevyyteen. Jos maa-aines on vetä läpäisevää, saattaa vesivuotojen seurauksena olla padon vakavuudelle haitallisia huokospaineita, maan sisäistä eroosiota, jopa hydraulisen pohjan murtumisen vaara. Maapadon alta on poistettava sellaiset pehmeät kerrokset, jotka saattavat vaarantaa pa-

don stabiliteetin. Jos vesisyvyys on suhteellisen pieni, voidaan pato tehdä homogeenisena moreenipadona, esim. päätyenkereenä, jolloin pato sinänsä muodostaa tiiviin sydämen. Jos käytettävissä on runsaasti karkeita maseja, louhosta jne., voidaan työpato tehdä periaatteessa kuvan 244 a mukaisesti. Ajetaan vaiheittain kaksi rinnakkaista sora- tai louhospengertä, tukipengertä, joiden väliin täytetään varsinainen tiivistyssydän, esim. moreenia. Vasten tiivistyssydäntä on täytettävä lisäksi suodatuskerroksiksi sopivan rakeista maa-ainesta, jotta aines ei kulkeutuisi vedenpaineen ja virtauksen vaikutuksesta tukipenkeisiin. Edellistä helpompi on toteut-



Kuva 244:
Maapatotyyppejä.

taa kuvassa 244 b esitetty patotyyppi. Louhoksesta tehdään patorunko ja sen vedenpuoleisen luiskan päälle täytetään ensin sopiva suodatuskerros, esim. hienojakoista louhetta, soraa jne. Tämän päälle ajetaan tai imuruoppaajalla pumpataan hienoa maa-ainesta tiivisteksi. Jos sisäpuolelta samanaikaisesti pumpataan vettä, painautuu hieno aine virtauksen vaikutuksesta tiiviisti vasten tukirunkoa. Kohtiin, joissa todetaan vesivuotoa,

voidaan lisätä täytettä tarpeen mukaan. Tällä tavoin on tehty hyvinkin korkeita työpatoja, jopa yli 15.0 m. Aallokon uurtava vaikutus on estettävä esim. kiviheitokkeella samoin kuin homogeneisen padon yhteydessä. Maapato joudutaan useimmiten myös poistamaan kun kohde on valmistunut. Sen vuoksi myös tähän vaiheeseen on syytä kiinnittää huomiota alusta pitäen.

3.6 Kuivatukseen liittyvä geoteknillinen suunnittelu

3.61 RUMPUJEN SIOITUS JA RUMPUTYYPIN VALINTA

3.611 RUMPUJEN SIOITUS

Rumpuja tarvitaan johtamaan tien tai sitä ympäröivän alueen kuivatusvesiä tien alitse. Rumpujen sijoitus määräytyy paitsi vesien luonnollisen virtauksen ja kuivatuksen kokonaisjärjestelyn, myös alueella vallitsevien pohjasuhteiden perusteella. Lisäksi on rumpupaikkaa valittaessa otettava huomioon tien perustamistapa ja rakentaminen sekä kuivatuksen työn-aikainen järjestely.

Rumpu on yleensä pyrittävä sijoittamaan perustamisen kannalta mahdollisimman edulliseen paikkaan. Eri-tyisen suuri merkitys pohjasuhteilla on rumpupaikan valintaan silloin, kun tie joudutaan rakentamaan kokoonpuristuvan perusmaan varaan. Tällöin tulisi rumpu sijoittaa pehmeikkö-alueen reunaan kantavalle maapohjal-

le, mikäli se maaston korkeussuhteiden sekä kuivatusjärjestelmän puolesta on mahdollista.

Pehmeikköalueille ei pitäisi sijoittaa useampia rumpuja kuin on välttämätöntä, koska niiden ja painuvan penkereen välille syntyy yleensä aina painumaeroja, minkä seurauksena sekä tien kunto että liikennekelpoisuus kärsivät. Rumpupaikka olisi yleensäkin valittava niin, että painumat muodostuvat mahdollisimman vähäisiksi ja lisäksi saman suuruisiksi rummun koko pituudella. Vaikkakin rumpu on kustannussyistä edullisinta rakentaa tien suuntaa vastaan kohtisuoraksi, on pehmeikköjen reuna-alueilla monesti perusteltua sijoittaa rumpu vinosti tiehen nähden, mikäli se tällä toimenpiteellä saadaan kokonaisuudessaan painumattomalle pohjamaalle tai sen pituussuunnaisista painumaeroista aiheutuva haittavaikutus voidaan tällä tavalla poistaa. Rummun sijoitus on

lisäksi suunniteltava niin, ettei penkereen vakavuutta tarpeettomasti vaaranneta.

Mikäli tie rakennetaan pehmeikölle massanvaihtoa tai paalutusta perustamistapana käyttäen, ei pohjasuhteilla useinkaan ole välitöntä vaikutusta rumpupaikan valintaan. Rummun sijoitus riippuu tällöin lähinnä rakentamisjärjestyksestä, työn suoritustavasta sekä työnaikaisen kuivatuksen järjestelystä. Aikaisemmin rakennettua tietä levennettäessä ei rummun sijoitukselle sen sijaan ole käytännöllisesti katsoen valinnan varaa, vaan joudutaan se pohjasuhteista riippumatta rakentamaan olemassaolevan rummun jatkeeksi joko samansuuntaisena tai suuntaa tarvittaessa muuttaen.

Maaperäsuhteiden sen salliessa on vesien virtauksen kannalta yleensä sopivinta rakentaa rumpu entiseen vesiuomaan. Rakentamistyön kannalta on monissa tapauksissa kuitenkin edullisempaa järjestää työnaikainen kuiva-

tus luonnollisen uoman kautta ja sijoittaa lopullinen rumpu sen viereen.

3.612 RUMPUTYYPIN VALINTA

Rummut tehdään pääasiassa betoniputkinormien mukaisista uurreputkista tai teräsaaltolevyputkista. Suurten mitoitusvesimäärien ollessa kysymyksessä voidaan yksittäisen rumpuputken sijasta käyttää kahta pienempää, rinnakkain asetettavaa rumpuputkea.

Tavallisimmin käytetty rumputyyppi on betoniputkirumpu. Betoniputken käyttöä puoltavat teräsaaltolevyputkea alhaisemmat hankintakustannukset sekä paremmat saantimahdollisuudet ja hyvä kestävyys sekä syöpmistä että työvirheistä aiheutuvia lisäkuormituksia vastaan. Lisäksi betoniputket voidaan tarvittaessa varustaa lisävahvistuksella.

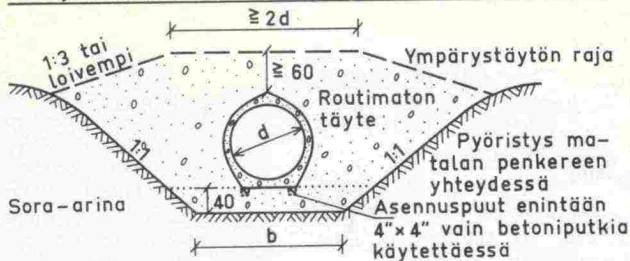
Betonisten uurreputkien valinta tien päällysrakenteen ja rummun peitesyvyyden perusteella on esitetty taulukossa 21.

Taulukko 21. Betonisten uurreputkien valinta.

Peitesyvyys (m)	Päällysrakenne n:o		
	1	2...6	7...8
0.2... 0.6	—	—	BU
0.6... 3.0	BR	BV	BU
3.0... 4.5	BR	BVL	BU
4.5... 5.0	BR	BVA	BU
5.0... 5.5	BR	BVA	BVA
5.5... 6.0	BR	BR	BR
6.0... 8.0	BRL	BRL	BRL
8.0...12.0	BL	BL	BL

Merkkiselitys:

BU	jalaton uurreputki	BVL	viemäri- ja rumpuputki lisäteräksin
BR	rautatieputki	BVA	viemäri- ja rumpuputki
BRL	rautatieputki lisäteräksin		anturavahvistuksella
BV	viemäri- ja rumpuputki	BL	lentokenttäputki



Jos $d < 200$ on $b = d + 100$

Jos $d \geq 200$ on $b = d + 150$

Mitat ilmoitettu senttimetreinä

Kuva 245:

Rummun perustaminen routimattomalle pohjamaalle tai penkereelle.

Pehmeikköalueilla betoniputkirumpujen käyttö on riippuvainen painumien suuruudesta ja tasaisuudesta sekä niiden varalta tehtävistä ennakkokorotuksista, jotka monesti muodostuvat niin suuriksi, etteivät putkien saumat niitä kestä. Suurten ja epätasaisten painumien ollessa kysymyksessä onkin pehmeikköalueilla suositeltavinta käyttää teräsaaltolevyrumpuja, jotka rakenteensa takia voivat vastaanottaa suuriakin muodonmuutoksia pystyen samalla tasaamaan niistä aiheutuvia materiaaliylijännityksiä.

Aaltolevyputkirumpujen hyviä ominaisuuksia on lisäksi keveys käsittelyn ja perusmaan kantavuuden kannalta. Rummut kootaan osista, mikä helpottaa rakentamista vaikeissakin työolosuhteissa. Aaltolevyputkirumpujen käyttömahdollisuuksia laajentavat myös saatavissa olevien putkien suurat mitat.

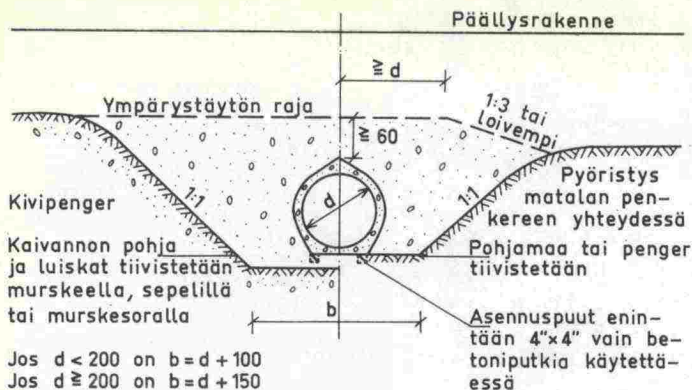
Teräsaaltolevyputkista valmistettujen rumpujen käyttöä on vältettävä

kuitenkin sellaisissa olosuhteissa, missä rumpumateriaalia uhkaa ilmeinen syöpymisvaara, koska rummun uusiminen varsinkin korkeiden penkereiden osuuksilla on hankala ja kallis toimenpide. Toistaiseksi pitkistä toimitusajasta johtuen on aaltolevyrummut tilattava hyvissä ajoin ennen rakennustyön aloittamista.

3.62 RUMMUN MAANVARAINEN PERUSTAMINEN KANTAVALLE MAALLE

Rumpupaikan sijaitessa kantavalla maaperällä perustetaan rumpu kaivannon pohjalle rakennettavan sora-arinan varaan (kuva 245). Jos pohjamaa on kuitenkin soraa tai tätä karkeampaa ainesta, ei varsinaisen sora-arinan rakentaminen aina ole tarpeellista, kun rummun alusta tasataan ja tiivistetään hyvin (kuva 246).

Sora-arinan materiaalin tulee olla karkeaa (≤ 100 mm), vähintään tien



Mitat ilmoitettu senttimetreinä

Kuva 246:

Rummun perustaminen soralle tai sitä karkeampirakeiselle pohjamaalle.

jakavan kerroksen materiaalin laatuvaatimuksen täyttävää soraa, mursketta tai sepeliä. Kun rumpukaivannon pohja on tasattu, tiivistetään arina ohuina kerroksina sen varaan. Kantavalla pohjamaalla asetetaan arinan tiiviysvaatimukseksi yleensä 95 % arina-aineksen maksimitilavuuspainosta.

Sora-arina on tehtävä niin pitkäksi, että se ulottuu vähintään 1 metrin verran rummun päiden ulkopuolelle. Routimattomalle pohjamaalle voidaan arina rakentaa kuvan 245 mukaisesti 40 cm paksuisena, vastaavan mitan ollessa routivalla maalla 65 cm, kuva 247. Arinaa rakennettaessa on kaivanto pidettävä kuivana tiivistettävältä osalta koko työn ajan. Betoniputkirumpujen ollessa kysymyksessä upotetaan tiivistetyn arinan pintaan rummun asennuspuut, jotka eivät saa mitään osalta kantaa rumpuputkia.

Aaltolevyrumpujen alla ei asennuspuita käytetä, vaan rumpu tuetaan ja sen alusta täytetään sullomalla putken alle soraa samanaikaisesti sen molemmilta puolilta.

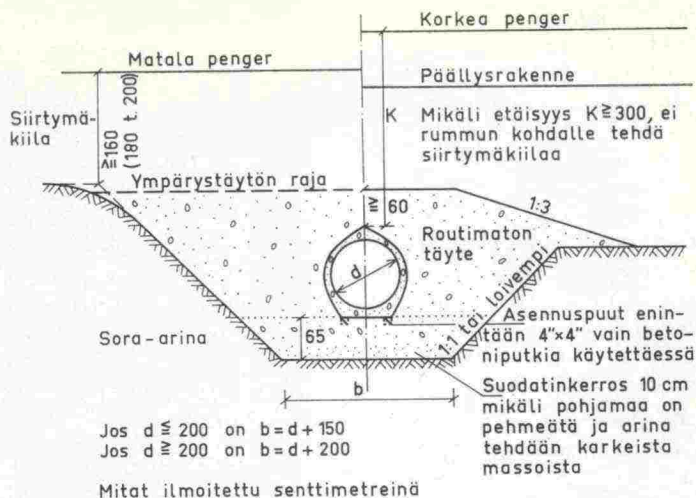
Kaivannon täyttömateriaalit on esitetty osassa V, kohta 2.332.

Betoniputkirumpujen ympärystäytön laajuus käy selville kuvista 245 ja 246.

Aaltolevyputkirumpujen ympärystäytön laajuus on esitetty osassa V, kohta 2.332.

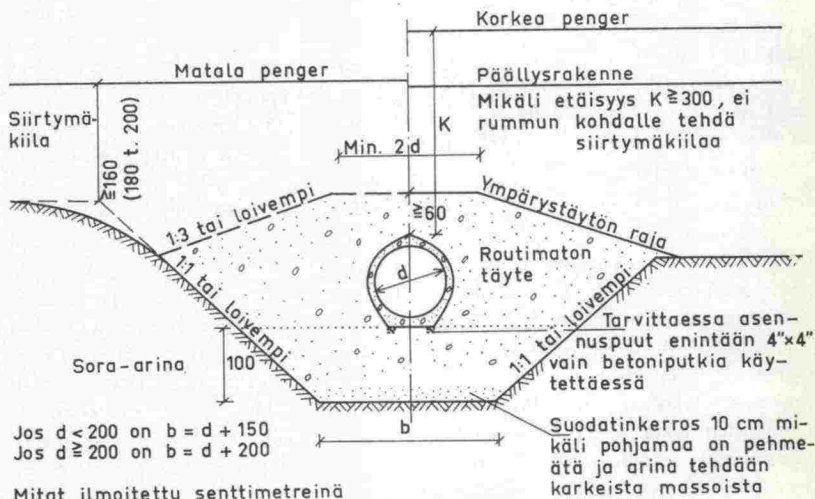
5.63 RUMMUN MAANVARAINEN PERUSTAMINEN PEHMEIKÖLLE

Pehmeikölle rakennettavan rummun perustamistapa on suunniteltava siten, että sen ja penkereen välinen painumaero sekä tästä aiheutuva hättäväikutus jäävät mahdollisimman vähäi-



Kuva 247:

Rummun perustaminen routivalle pohjamaalle.



Kuva 248:

Rummun maanvarainen perustaminen pehmeikölle.

siksi. Jos penger on rakennettu kokoonpuristuvan perusmaan varaan, on yleensä edullisinta perustaa rumpukin painuvana rakenteena. Pohjamaan ollessa kiinteää ja painumien tapahtuessa tasaisesti koko rummun pituudelta voidaan rumpu perustaa maanvaraisesti sora-arinalle kuvan 248 mukaisesti. Rummulle tulee tällöin suunnitella tarpeellinen ennakkorotus painumisen varalta, sekä riittävän suuri pituuskaltevuus n. 1...2 %, jolla yleensä pystytään välttämään pienten painumaerojen haitat.

Korotus lasketaan rummun keski-osalle, missä painumat tulevat pengerkuorman vaikutuksesta suuremmiksi kuin rummun päissä. Syvien pehmeikköjen alueilla painumat muodostuvat usein niin suuriksi, ettei korotuksen ottaminen täysimääräisenä ole tarkoituksenmukaista silloinkaan, kun kysymyksessä on teräsaaltolevyrumpu. Vaikkakin korotuksen suuruus on selvitettävä kussakin tapauksessa erikseen, on se monesti betoniputkirummuille otettu arvona, joka on $\frac{2}{3}$ kokonaispainumasta.

Sora-arina rakennetaan 1 m paksuiseksi. Mikäli arina tehdään soraa karkeammasta materiaalista, tulee sen alaosaan sijoittaa 10...20 cm paksuinen suodatinkerros. Arina tiivistetään huolellisesti 30 cm kerroksina ja sen yläpinta muotoillaan suunnitelman mukaiseen korkeuteen. Pohjamaan pehmeiden takia asetetaan 95 % tiiviysvaatimus tavallisesti vain arinan ylimmälle kerrokselle. Rummun ympäristäyttö tehdään kohdassa 3.62 esitellä tavalla.

Sellaisilla pehmeikköosuuksilla, missä penkereelle on painumien takia varattu pitkä rakennusaika, on lopullisen rumpupaikan rakentaminen yleensä edullisinta siirtää mahdollisimman myöhäiseen ajankohtaan. Painumista voidaan rumpupaikalla nopeuttaa myös ylikuormituksella. Rummun ja penkereen välille muodostuvia painumaeroja voidaan tehokkaasti tasoittaa lisäksi rummun viereen sijoitettavalla kevytsoratäytteellä.

3.64 RUMMUN PERUSTAMINEN LAVALLE

Perusmaan ollessa niin pehmeää ja huonosti kantavaa, ettei sora-arinan tiivistäminen välittömästi sen varaan ole mahdollista, perustetaan rumpu kaivannon pohjalle rakennettavaa lavaa käyttäen. Lava tasoittaa lisäksi rummun pituussuuntaisia painumia. Tekemällä rakenne riittävän jäykäksi ja leveäksi voidaan lavalla edistää myös rumpukohdan ja siihen liittyvien penkereiden välisten kuormituserojen siirtymistä maapohjalle tasaisemmin.

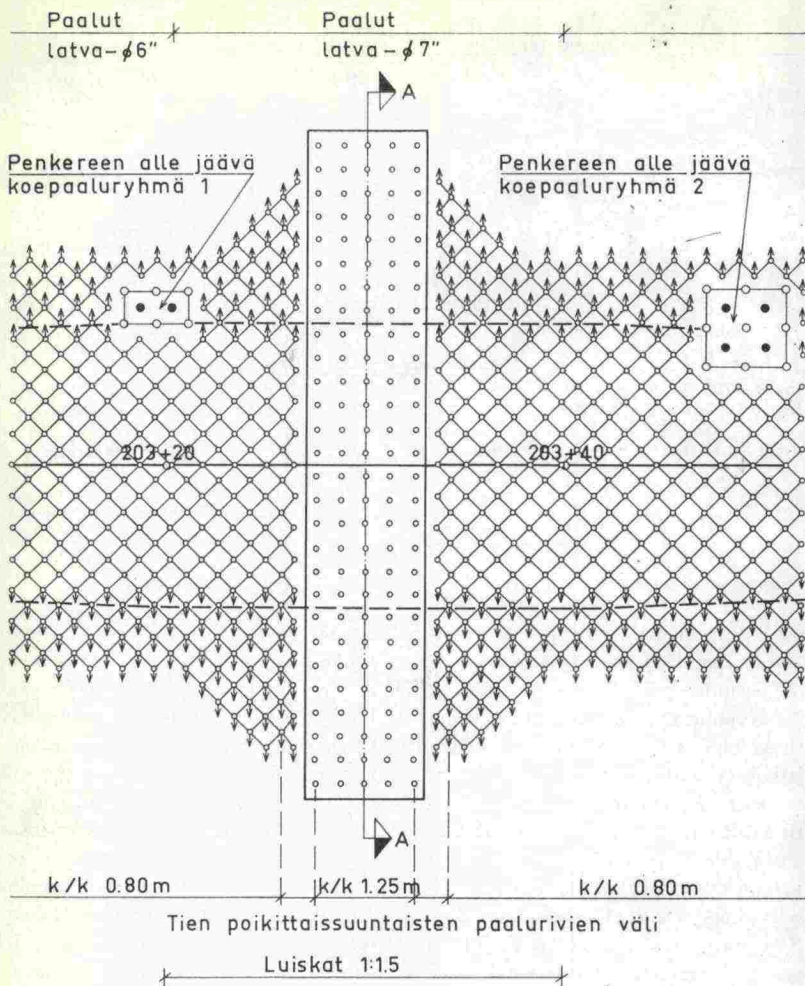
Rummun perustaminen lavalle on esitetty kuvassa 249. Lava rakennetaan tavallisimmin Ø 3" ... 4" havuppuunrungoista, jotka ladotaan rinnakkain rummun pituussuuntaisesti aluspuiden varaan. Aluspuut sijoitetaan rumpuun nähden poikittain k/k 1...2 m välein puutavaran koosta ja lavan jäykkyydelle asetettavista vaatimuksista riippuen. Suurien rumpujen kohdalla lavat voidaan rakentaa paksummista puunrungoista ja tarvittaessa kaksinkertaisina. Jälkimmäisessä ta-



Lavapuiden jatkaminen tulisi suositella niin, ettei vierekkäisten puiden jatkokset satu samalle kohdalle. Kiinnitykset aluspuihin on sopivinta suositella hakkupulteihin tai harjaterästangosta valmistetuin nauloin. Sora-arina rakennetaan lavan päälle 1 m paksuiseksi kohdassa 3,63 esitetyllä tavalla. Rummun ja penkereen rajakohdassa syntyvät painumaerot tasataan käytännöllisimmin penkereeseen sijoitettavalla kevyttäytteellä.

päässä silloin, kun siihen rajoittuvat penkereet tulevat perustettavaksi paaluille. Rummun rakentaminen paaluille on perusteltua myös sellaisissa tapauksissa, missä pohjamaan painumat muodostuvat niin suuriksi, että kuivatusvesien johtaminen rummun kautta maanvarais- tai lavaperustusta käytettäessä vaikeutuisi. Tällöin on paaluperustuksen molemmiin puolin suunniteltava kuitenkin siirtymärakenteet, jotka tasaavat rummun ja penkereen väliset painumaerot riittävän pitkälle matkalle.

383

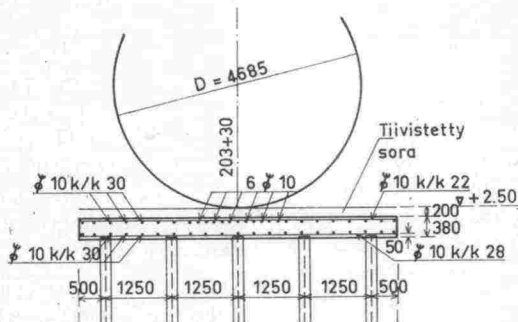


- Paalu pystysuorassa
- ▽ Paalu kaltevuudessa 8:1 alapää nuolen suuntaan

Kuva 250:
Esimerkki rummun perustamisesta paaluille.
a. paalutuskavaio

siopaaluille perustaminen edellyttää paksuja savikerrostumia. Paaluperustukset mitoitetaan aikaisemmin kohdissa 3.16 ja 3.54 esitetyllä tavalla. Paalut sijoitetaan rumpupaikan kohdalle tasavälein ja siten, että ne liittyvät mahdollisimman saumattomasti penkereen paalukenttään.

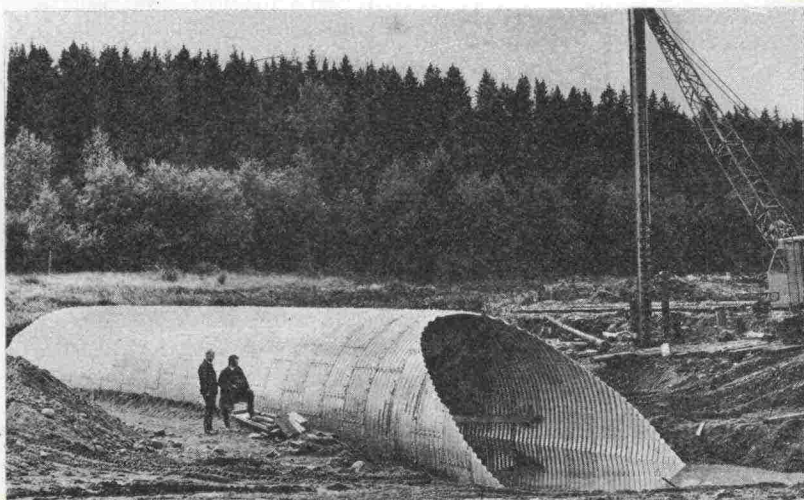
Paalutustyö suoritetaan tavanomaisia paalutuksesta annettuja ohjeita noudattaen. Rumpupaikan paalutus on työn onnistumisen takia sekä työn kokonaisjärjestelyistä johtuen suositeltavinta suorittaa sitten, kun mahdollinen pengerpaalutus sen molemmin puolin on tehty. Paalutustyön jälkeen



Betoni BK 250

Teräs V 40 (harjateräs)

b. leikkaus teräsbetonilaatasta



c. rumpu rakenteilla

paalujen päät tasataan ja paalukenttään valetaan yhtenäinen raudoitettu betonilaatta. Pienempien rumpujen yhteydessä käytetään laatan sijasta monesti myös puusta rakennettua lavaa, jonka päälle sora-arina tiivistetään. Teräsbetonilaatalle sullottava sora-arina rakennetaan 30 cm paksuiseksi. Rummun sijoittaminen sora-arinalle sekä kaivannon täyttäminen suoritetaan tavalliseen tapaan. Rummun perustamisesta paaluille on esitetty esimerkkeinä kuvat 250 a, b ja c.

Paalutetun rumpupaikan ja maanvaraisesti perustetun Penkereen väliset siirtymärakenteet rakennetaan tavallisimmin siirtymäpaalutuksena tai kevyttäytettä käyttäen. Siirtymäpaalujen käyttö tulee kysymykseen useimmiten silloin, kun painumaerot muodostuvat huomattavan suuriksi eikä riittävän paksun kevyttäytteen sijoittaminen penkereeseen ole vähäisen pengerkorkeuden takia mahdollista. Tarvittaessa voidaan siirtymäpaalutusta jatkaa vielä kevyttäytteellä. Siirtymärakenteiden suunnittelu- ja mitoitusterusteita on käsitelty lähemmin kohdassa 3.17.

3.66 RUMMUN RAKENTAMINEN MASSANVAIHTOALUEELLE

Massanvaihtoalueella rumpu perustetaan täyttöpenkereen varaan tiivistetylle sora-arinalle. Jos massanvaihto tehdään kokonaisuudessaan kaivamalla, voidaan lopullinen rumpupaikka yleensä rakentaa kaivannon täyttämisen yhteydessä. Mikäli massanvaihto tehdään pengertämällä, esiintyy täyttöpenkereessä tavallisesti aina liikku-

mista ja tiivistymistä jonkin aikaa pengerrystyön jälkeenkin, minkä takia lopullisen rumpupaikan rakentamiseen tulisi ryhtyä vasta sitten, kun penkereen on todettu likimain asettuneen paikoilleen.

Pengerrystyön aikana on vesien juoksutus järjestettävä tilapäisrumpujen kautta, mikäli kuivatusolosuhteet sitä vaativat. Tilapäisrumpujen sijoitus valitaan pengerryssuunnitelman perusteella niin, ettei massanvaihtotyön suoritus siitä vaikeudu. Tällaiset rummut rakennetaan sopivimmin betoniputkista, jotka lopullisen rumpupaikan valmistuttua voidaan helposti nostaa paikoiltaan.

Korkeiden penkereiden osuuksilla tulisi pengertämällä tehtävä massanvaihto suorittaa niin, että penkereen työnjälkeinen pinta jää rumpupaikan kohdalla mahdollisimman matalalle. Tällöin vältytään tarpeettomalta jälkikaivulta ja massojen käsittelyltä. Tarvittaessa voidaan massanvaihdon onnistuminen varmistaa rumpupaikan kohdalla räjäytyksin. Mikäli pengermateriaali on louhosta, on rumpukaivannon pohja tarpeen mukaan tasattava pienempirakeisella louhoksella ja kivillä. Sora-arina sekä rummun ympärystäyttö rakennetaan kohdassa 3.62 esitetyllä tavalla.

Massanvaihdon suorittaminen yksinomaan rumpupaikan kohdalla tulee kysymykseen yleensä silloin, kun rumpu on sijoitettu kantavan maan ja pehmeikön rajalle, missä rumpukaivannon alle muutoin jäisi pehmeää koheesiomaata 1...2 m paksuudelta. Osittaisella massanvaihdolla voidaan

eräissä tapauksissa vähentää rummun pituussuuntaisia painumaeroja. Turvekerros pitäisi rummun alta aina poistaa ja korvata kitkamaatäytteellä.

3.67 MOOTTORITIEN KESKI- KAISTAVIEMÄRÖINTIIN LIITTYVÄT PERUSTAMIS- KYSYMYKSET.

Sadevesien johtaminen putkijohdoissa tulee kysymykseen silloin, kun kuivatusta ei voida järjestää avo-ojilla. Kaksiajorataisilla teillä, kuten moottoriteillä, sadevesiviemäri sijoitetaan ajoratojen väliselle keskikaistalle. Tien ali vedet johdetaan edelleen laskujohtoja myöten. Putkijohtoina käytetään yleensä betonista valmistettuja normien mukaisia putkia; joko tavallisia muhviputkia tai erikoisputkia, mikäli peitesyvyys on suurempi kuin 3 metriä. Valurauta- tai muoviputkien käyttö tulee kysymykseen pääasiassa silloin, kun viemärin pituuskaltevuus muodostuu betoniputkille sallittua kaltevuusarvoa suuremmaksi. Johtolinjalle rakennettavat kaivot tehdään sisähalkaisijaltaan 600...1000 mm kaivonrenkaista.

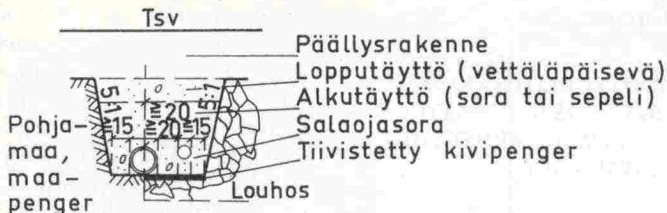
Pehmeikköalueilla on keskikaistaviemärointi suunniteltava siten, että pohjamaan kokoonpuristumisesta aiheutuvat haitat jäävät mahdollisimman vähäisiksi. Tähän voidaan vaikuttaa lähinnä viemärirakenteiden sijoituksella sekä tarkoituksenmukaisilla perustamistoimenpiteillä. Painumien haittavaikutusta voidaan myös vähentää käyttämällä putkien liitoskohdissa joustavaa ja vahvaa saumausta, kuten kumirengassaumausta.

Vaikkakaan putkijohdoille ei ole mahdollista tehdä ennakkokorotuksia, saadaan pienet painumaerot monesti tasatuksi riittävän suuren pituussuuntaisen kaltevuuden avulla. Laskujohto olisi pyrittävä sijoittamaan suurimman odotettavissa olevan painuman kohdalle. Epätasaisesti painuvalle osuudelle saattaa olla tarkoituksenmukaista rakentaa useampia laskujohtoja. Painumakohdissa on joskus suositeltavaa rakentaa laskujohto jokaisesta kaivosta, mikäli maastolliset olosuhteet sen sallivat.

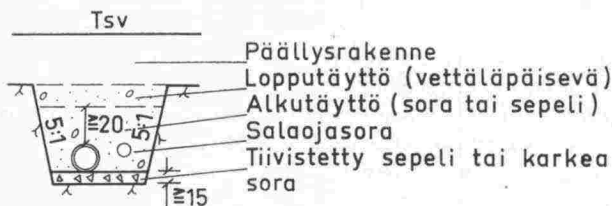
Pohjamaan ollessa pehmeikköalueilla routivaa on viemärijohtot perustettava vähintään roudattomaan syvyyteen. Perustamistapana tulevat tavallisimmin kysymykseen kuvassa 251 esitetyt menetelmät. Mikäli perusmaa on kiinteätä savea, jonka kokoonpuristuminen on vähäistä, voidaan viemäri perustaa tasatululle kaivannon pohjalle sora-arinaa käyttäen. Pehmeälle savipohjalle suoritetaan perustaminen useimmiten hirsiarinaa käyttäen, ks. kuva 251.

Mikäli painumat muodostuvat viemärin kuntoa ja toimintaa ajatellen haitallisen suuriksi, joudutaan viemäri perustamaan paalutetulle hirsiarinalle tai teräsbetonilaatalle. Tavallisimmin tulee keskikaistaviemärin paaluttamisen kysymykseen silloin, kun penger rakennetaan paaluille. Jos tiepenger on rakennettu massanvaihtoa käyttäen, perustetaan viemäri täyttöpenkereen varaan sora- tai kivi-arinalle. Keskikaistan viemärirakenteiden perustamistapa määräytyykin monesti yksinomaan penkereen perustamistoimenpiteistä.

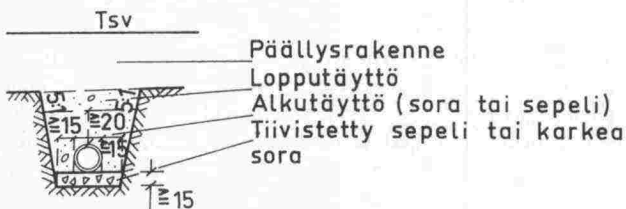
A1 Perustaminen pohjamaan ja penkereen varaan (sora-, hiekka-, louhos- ja kiinteällä savipohjalla)



A2 Perustaminen kalliolle



B Perustaminen sora-arinalle (hieta- ja moreenipohjalle)



Perustamistapa C: B lisättynä lavalla

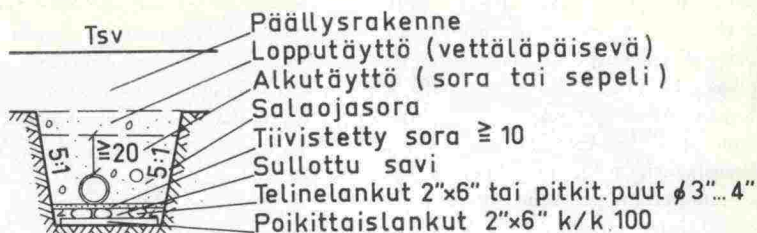
Perustamistapa D: B lisättynä pysyvällä ponttiseinällä

Mitat ilmoitettu senttimetreinä

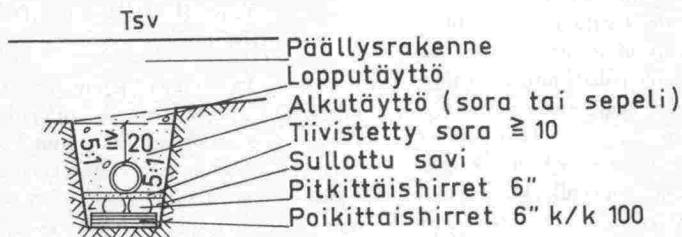
Kuva 251:

Sadevesiviemäreiden perustamistavat.

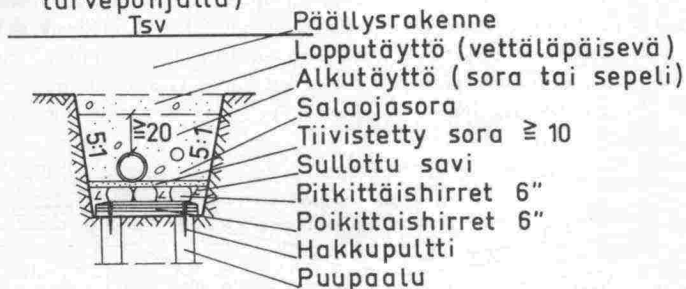
E Perustaminen lankkuarinalle (hiesupohjalla)



F Perustaminen hirsiarinalle (pehmeällä savipohjalla)



G Perustaminen paalutuksen varaan (liejusavi- ja turvepohjalla)



Putkien asennusvälit 20 cm. Etäisyydet kaivannon seinästä 15 cm. Kaivannon pohjan leveys saadaan laskemalla yhteen etäisyydet ja putkien ulkohalkaisijat.

Mitat ilmoitettu senttimetreinä

Jos johtolinjalla käytetään erilaisia perustamistapoja, on niiden välille pyrittävä saamaan joustava siirtyminen. Perustamistavan muutos on sopivaa toteuttaa kaivojen kohdalla. Kaivot tulisi perustaa samaa perustamistapaa käyttäen kuin putkistot. Perustamistavan muutoskohdassa kaivo sijoitetaan parempien perustamisolosuhteiden puolelle.

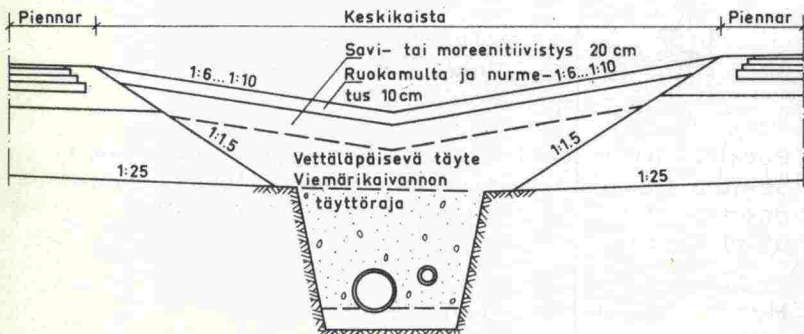
Viemärin kuormituskestävyyden kannalta on tarpeellista, että johtokaivannon alkutäyttö suoritetaan huolellisesti. Alkutäyttö ulotetaan putken laen yläpuolelle sullomalla routimaton täyte putken alle ja sivuille samanaikaisesti sen molemmin puolin. Tiivistäminen suoritetaan enintään 20 cm kerroksina. Ajouradan alle tulevalle täytölle asetetaan yleensä samat tiiviysvaatimukset kuin samalla kohdalla olevalle penkereellekin.

Lopputäyttö tehdään enintään 30 cm kerroksina. Keskikaistalle tulevien johtokaivantojen täytössä tiivistys saadaan suorittaa yhtenä kerroksena päällysrakenteen alarajan tasosta, mikäli

kaivanto jää tukipientareiden reunasta lähtevien 1:1.5 luiskien ulkopuolelle. Liettyvien aineiden kulkeutuminen keskikaistaviemäriin estetään suojamallalla keskikaista tarvittaessa verhouksella, jonka rakenne käy selville kuvasta 252.

3.68 VÄLIAIKAiset UOMAT, PUMPPAUKSET JA MUUT TYÖTEKNILLISET NÄKÖKOHDAT

Väliaikaisia uomia joudutaan rakentamaan penkereen ja rumpujen rakennustyön aikana silloin, kun työmaan kuivanapito sitä vaatii. Uomien sijoitus on suunniteltava olemassa olevaa kuivatusjärjestelmää hyväksi käyttäen niin, että kaivettavat osuudet jäävät mahdollisimman lyhyiksi. Tilapäisuuomia ei pidä kaivaa myöskään suuremmiksi kuin työnaikaisen kuivatuksen kannalta on tarpeellista. Uomat on sijoitettava edelleen siten, etteivät ne aiheuta penkereelle sor-



Kuva 252:
Moottoritien keskikaistan rakenne.

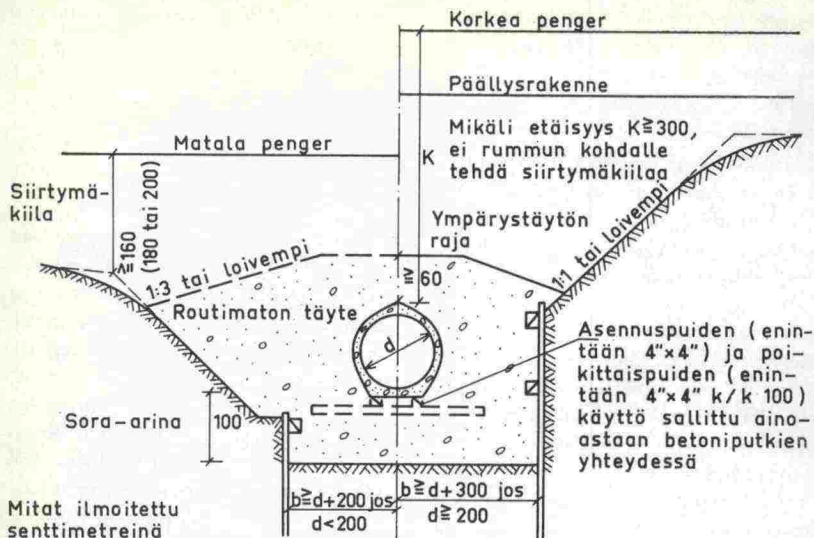
tumavaaraa eivätkä vaikeuta pengerrystyön suorittamista. Pengerrättävän osuuden poikki ei pitäisi kaivaa useampia tilapäis uomia kuin on välttämätöntä.

Pehmeikköalueella, missä penkereen rakentaminen edellyttää pohjavahvistustöitä tai pitkää rakennusaikaa, on työn suoritukselle eduksi, jos poikittaisuomat voidaan rakentaa osuuden ulkopuolelle, mieluiten kantavan maan rajalle. Keskenäisen penkereen ali kuivatusvedet johdetaan yleensä tilapäisrumpuja käyttäen. Jos lopullinen rumpupaikka rakennetaan vanhaan vesiuomaan, on vesien työnaikainen juoksutus monesti sopivinta järjestää rumpukaivannon reunaosan kautta, jolloin siitä aiheutuva lisäkaivu jää vähäiseksi. Eräissä tapauksissa on taas edullisempaa johtaa työnaikaiset vedet alkuperäisuo- massa ja rakentaa rumpu sen reunaan.

Rumpupaikan rakentaminen edellyttää peruskaivannon kuivanapitämistä, jotta rummun perustaminen ja kaivannon täyttäminen voitaisiin suorittaa tarkoituksenmukaisella tavalla. Rakentamistyön kannalta epäedullisimmat olosuhteet vallitsevat keväällä ja syksyllä, jolloin maanalaiset vesivarastot ovat suurimmillaan ja avoumien vedenpinta korkeimmillaan. Suurimmat ja hankalimmat rumputyöt olisikin pyrittävä tekemään talvella tai keskikesällä. Jos rumpu tulee rakennettavaksi vesiuomaan, on veden virtaus kaivantoon estettävä ohjaamalla se riittävän kauas rumpupaikasta ja suojaamalla kaivanto tarpeen mukaan uraseinillä.

Kaivantoihin noussut vesi poistetaan pumppaamalla. Jos maaperä on hyvin vettä läpäisevää kitkamaata tai karkeaa moreenia, on veden tulo run- sasta. Savimaassa veden kulku on sensijaan hidasta ja kaivannon kuivana pitäminen yleensä helppoa. Karkearakeisessa kitkamaassa ja kiinteäs- sä savessa pumppaaminen voidaan suorittaa suoraan peruskaivannosta. Jos perusmaa on hiesua, hietaa tai hienojakoista moreenia, on pumppaa- mista kaivannon pohjalta vältettävä, ellei sitä ensin suojata sorakerrok- sella. Herkästi häiriintyvien maalajien ollessa kysymyksessä on veden poisto suositeltavinta järjestää kaivannon ulkopuolelle sijoitetuista pumppukuo- pista, jotka tulisi mieluiten ulottaa paremmin vettä johtavaan maakerrok- seen. Vaikeimmissa tapauksissa jou- dutaan varautumaan järjestelmälli- seen pohjavedenpinnan alentamiseen. Peruskaivannon kuivanapitoa on kä- sitelty tarkemmin kohdassa 3.572.

Jos perusmaa on huonosti koossa pysyvää, joudutaan kaivutyö teke- mään tukiseinien suojassa. Rumpu- kaivantojen tukiseinät rakennetaan tavallisimmin uralankuista. Teräsur- seiniä käytetään lähinnä vain suur- ten ja syvien kaivantojen tukemiseen. Puisen tukiseinän alaosa on usein käytännöllisintä jättää maahan kat- kaisemalla seinän lankutus kaivannon täytön yhteydessä. Rummun perusta- minen tukiseiniä apuna käyttäen on esitetty kuvassa 253. Kapeiden kai- vantojen tukemiseen riittää monesti harvalankutus. Peruskaivannon tuke- mista on käsitelty lähemmin kohdas- sa 3.571.



Kuva 253:

Rummun perustaminen tukiseiniä apuna käyttäen.

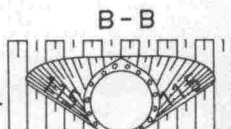
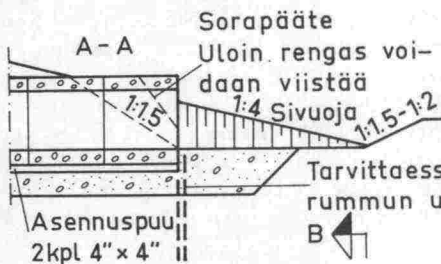
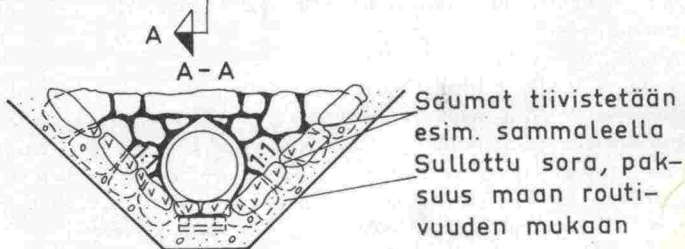
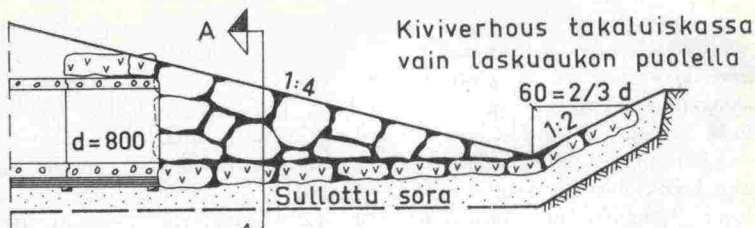
Perusmaan ollessa hienojakoista ja herkästi häiriintyvää on koneellinen kaivu lopetettava 20...30 cm tavoitetasoa ylemmäksi ja loppukaivu tehtävä käsin. Mikäli kaivutyö tehdään talvella, on kaivannon pohja ja seinämien alaosa suojattava jäätymiseltä esimerkiksi oljilla, havuilla tai lumella. Täyttömateriaali ei saa sisältää lunta eikä jäätynyttä maata, ja sen tiivistäminen on suoritettava ennen jäätymistä.

Rummun päiden syöpmisen estämiseksi ja luiskien vahvistamiseksi rakennetaan rumpuihin kuvan 254 mukaiset päätteet joko kivistä tai sorasta.

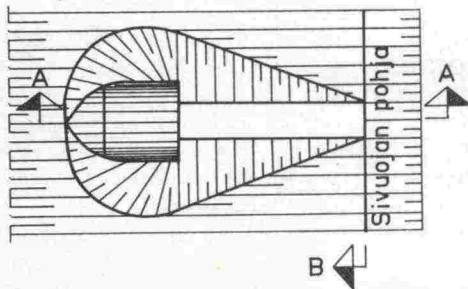
3.69 SIVU- JA LASKUOJIIEN VAIKUTUS PENKEREEN VAKAVUUTEEN

Penkereen läheisyyteen kaivettavien avo-ojien sijoitus on suunniteltava niin, että penkereen vakavuus pysyy riittävän suurena. Tielinjan suuntaisilla ojilla kuten sivuojoilla on penkereen sivusuuntaiseen vakavuuteen välitön vaikutus. Pehmeikköosuuksilla, missä penger rakennetaan suoraan pohjamaan varaan, on sivuojien sijoitus tarkistettava liukupintalaskelmilla, jotka suoritetaan kohdassa 1.4 esitettyyn tapaan. Sivuojat on kaivettava periaatteellisesti niin etäälle penkereestä, että jokainen ojaan

Kivipääte



Tarvittaessa ponttiseinät estämään rummun ulkopuolista veden virtausta



Kuva 254:
Rummun pääte.

ulottuva liukupinta antaa penkereen vakavuudelle vähintään tavoitteeksi asetetun varmuuden. Tavoitevarmuutena on suositeltavaa käyttää arvoa $F = 2$, mihin osana sisältyy lisävarmuutta myös pohjamaan plastisten muodonmuutosten varalta.

Mikäli sivuoja muodostuu risteysalueen kuivatuksen seurauksena tai muusta syystä niin syväksi, että se avo-ojana jouduttaisiin kaivamaan kohtuuttoman kauas penkereestä, on perusteltua johtaa sivuojan vedet putkessa niin pitkällä matkalla kuin penkereen vakavuuden kannalta on tarkoituksenmukaista. Sellaisilla osuiksilla, missä penger on perustettu paa-luille tai massanvaihtoa käyttäen, ei sivuojien sijoituksella yleensä ole merkittävää vaikutusta penkereen vakavuuteen. Massanvaihto-osuiksille ei oja kuitenkaan pitäisi kaivaa ennen kuin penger on asettunut paikoilleen. Suunnitelmissa tulee massanvaihdoissa pengertämällä ottaa huomioon, että maan pinta penkereen läheisyydessä yleensä nousee, mikä vaikeuttaa oijen kaivamista tai saattaa aiheuttaa tarpeelliseksi ojalinjan siirron.

3.7 Pohjaveden suojaus

Pohjavesi on kansanterveyden kannalta suojattava haitallisilta vaikutuksilta ja nimenomaan juomaveden suojaaminen on asetettava etusijalle muihin intresseihin nähden. Pohjavedellä ei luonnostaan ole terveydelle vaarallisia ominaisuuksia ja se on alkuperältään ja laadultaan miellyttävää nautittavaksi. Pohjavesi on kuitenkin

Vastapengeralueilla sivuojien sijoitus tarkistetaan tavanomaisin laskelmin. Sivuojat on kaivettava kuitenkin kaikissa tapauksissa vastapengeralueen ulkopuolelle.

Laskuojien tulisi periaateessa noudattaa penkereen todennäköisintä liukumasuuntaa, mikä useimmiten on penkereen sivusuunta. Laskuojan suoran alkuosan vähimmäispituus määrittyy lähinnä penkereen sivusuuntaisen vakavuuden perusteella. Jos laskuoja on syvä ja leveä, saattavat vaarallisimmat liukupinnat olla myös lyhyitä ja ulottua penkereeltä vinosti laskuojan alkupään ohi sen pohjalle. Tällöin on laskuojan alkuosa korvattava tarvittaessa putkijohdolla.

Tielinjan läheisyydessä olevien luonnonväylien ja avouomien vaikutus penkereen vakavuuteen on aina tutkittava. Penkereen vakavuutta voidaan monesti lisätä uomien oikaisuil-la ja siirroilla, edellyttäen, että vaaralliset uomanosat täytetään. Epäedullisimmissa tapauksissa joudutaan tie rakentamaan pohjanvahvistusta käyttäen, ellei tielinjan siirtoon ole mahdollisuuksia.

monelle vaaralle alttiina maa-alueiden ja maa-aineksien moninaisten käyttömuotojen vuoksi. Tätä uhkaa voidaan vähentää tai kokonaan poistaa perustamalla suoja-alueita pohjavedenotto-moiden ympärille sekä kiinnittämällä huomiota pohjaveden suojaustoimenpiteisiin maa-, vesi- ja pohjarakennussuunnitelmia laadittaessa. Moni-

naisten pohjavettä vaarantavien tekijöiden vuoksi pohjaveden suojaaminen näyttölee tärkeää osaa sekä vedenottamon läheisyydessä että koko valuma-alueella. Pohjavesiesiintymien suojaamiseen sisältyy sekä veden laadun säilyttäminen hyvänä että myös pohjavedenpinnan haitallisen alenemisen estäminen vedenottamoiden valuma-alueilla.

Huhtikuun alussa 1962 voimaan tullessa vesilaissa ja -asetuksessa on monia säännöksiä pohjavedestä. Vesilain 1:18 sisältää pohjaveden muuttamattomuutta koskevan yleissäännöksen ja 1:23 pohjaveden pilaamiskiellon. Laki sisältää myös säännöksiä, jotka suovat mahdollisuuden pohjaveden pilaamisvaaran torjuntaan ennakkotoimenpitein sekä pilaamiskiellon noudattamisen valvontaan. Muuttamis- ja pilaamiskielloilla on laissa tärkeä merkitys, sillä ne määrittävät rajan, josta alkaen kukin toimenpide edellyttää vesioikeuden luvan saamista, ellei se ole kokonaan kielletty.

3.71 POHJAVESIESIINTYMIÄ UHKAAVAT VAARAT

3.711 LIKAANTUMISMAH- DOLLISUUDET

Pohjavesiemme laatua uhkaavista vaaroista ovat ilmeisesti suurimpia erilaisten maaöljytuotteiden kuljetusten, varastoinnin ja käsittelyn yhteydessä syntyvät vesien lukuisat pilaantumismahdollisuudet. Varsinkin säiliöautojen huolimattoman täytön tai tyhjennyksen tahi liikenneonnetto-

muuden vuoksi aiheutuva vaara on suuri pohjavesille. Samoin pienistä erillisistä öljysäiliöistä aiheutuu suuren lukumääränsä vuoksi varsin suuri riski. Näihin kuuluvat lähinnä huoltoasemien säiliöt ja yksityisten kiinteistöjen polttoöljysäiliöt, joista yli 90 % arvioidaan olevan maanalaisia. Kaikilla maarakennustyömaila, soranottoaikoilla sekä asfaltti- tai öljysora-aseilla voi työkoneista päästä tai niistä voidaan päästää öljynvaihdon tai korjauksen yhteydessä poltto- tai voiteluöljyä maaperään. Maanteillä liikkuvista moottoriajoneuvoistakin voi tielle tai liikennealueille jäädä öljyä. Jos maaperä on pinnalta helposti vettä läpäisevää ja pohjavedenpinta lähellä maanpintaa, on tien läheisyydessä sijaitseva pohjavesiesiintymä pilaantumisvaarassa, varsinkin onnettomuustapauksissa. Harjuaueilla sijaitsevien arvokkaiden pohjavesiesiintymien osalta on jo tien suunnitteluvaiheessa ryhdyttävä ennakkolta ehkäiseviin toimenpiteisiin öljyjen maahan pääsyn estämiseksi. On muistettava, että epämiellyttäviä maku- ja hajuhaittoja syntyy veteen jo öljykonsentraation ollessa suuruusluokkaa 1...0.1 mg/l. Monien keviden öljyjen hajukynnystä vastaavat konsentraatiot ovat vielä pienempiä, esim. bensiinillä se on vain 0.0005 mg/l ja kaasuöljyllä 0.0005 mg/l. Täten 1 kg bensiiniä kykenee antamaan häiritsevän hajun 20 000 000 m³ vesimassaan.

Öljyn leviäminen ja eteneminen karkeassa hiekka- ja soramaassa pohjaveden mukana on joskus nopeata

ja voimakasta; se voi ulottua vähiten jopa kilometrien etäisyydelle. Öljyn liike maaperässä on sitä nopeampaa, mitä pienempi on öljytuotteen viskositeetti. Öljyn leviäminen on riippuvainen maaperän kerrostuneisuudesta ja rakeisuudesta. Hyvin läpäisevissä kerroksissa poltto- ja raakaöljy kulkee alaspäin. Läpäisevyyden heikentyessä öljyn kulku alaspäin hidastuu ja se alkaa levitä myös sivuille kerrosten kaltevuuden mukaan. Öljyn kulku pysähtyy, kun määrätty öljypitoisuus alitetaan. Tämä öljypitoisuus riippuu lähinnä viskositeetista ja maaperän läpäisevyydestä.

Maahan vajoava bensiini jää usein pohjaveden pinnan yläpuolelle ja muodostaa kapillaarikerroksen päälle kyllästymiskerroksen. Maaperässä oleva sitoutunut vesi estää bensiinin leviämistä.

Öljytuotteiden leviäminen on eräiden saksalaisten kokeiden mukaan pohjaveden virtaussuunnassa ollut aluksi nopeata (3.5...6 m/vrk), mutta vähitellen se on hidastunut. Vajaan vuoden leviämisaikana oli leviämismatka vain 30...40 m ja leviämisnopeus loppuaikana vain n. 0.1 m/vrk.

Syvällä maakerroksissa, anaerobisissa olosuhteissa, öljyjen hajoaminen on varsin hidasta, joten öljysaastutuksen vaikutus saattaa kestää maaperässä vuosikymmeniä.

Pohjavesien likaantuminen voi aiheutua myös monesta muusta syystä kuin öljytuotteista. Se voi johtua esim. sulfittilipeästä, tiesuoloista, teollisuuslaitosten jätevesistä, AIV-

liuoksista, tuholais- ym. myrkyistä, asutuksen likavesistä, kaatopaikoista, puunkyllästämöistä jne. Myös radioaktiiviset aineet voivat saastuttaa pohjavesiä, jos esim. hiekkakuoppaan on kaivettaessa syntynyt pohjavesilammikoita. Vesistöjärjestelyjen yhteydessä joskus vesistön vedenpintaa nostetaan, jolloin samalla pohjaveden pinta ranta-alueilla nousee. Tällöin pohjavesi alkaa huuhdella nykyisen pohjavedenpinnan yläpuolella usein esiintyviä rautapitoisia maakerroksia ja liuottaa niistä rautaa. Kaivojen veden laatu usein muuttuu rautapitoisemmaksi ja veden käyttökelpoisuus siten heikkenee. Jos sorakuopasta nostetaan kiviainesta pohjaveden pinnan alta, voi tästä olla seurauksena rautapitoisuuden nousu läheisissä kaivoissa.

Pohjaveden laatua vaarantavat tekijät voivat olla peräisin maapohjaan, maanpinnalle tai myös vesistöön johdetuista vahingoittavista aineista.

3.712 POHJAVEDEN PINNAN TAI VIRT AUSOLOSUH- TEIDEN MUUTOKSET

Vesistöjä järjesteltäessä niiden vedenpintoja usein alennetaan. Tästä on tavallisesti seurauksena se, että ranta-alueilla myös pohjavedenpinta laskee, jolloin kaivoja saattaa kuivua tai ainakin niiden vedenantoisuus heikkenee.

Harjua-alueiden reunoilla esiintyy usein paineellista pohjavettä. Jos tällaisella alueella tehdään maaleikkauksia niin, että puhkaistaan vettä pidättävä, tiivis maakerros, syntyy leik-

kaukseen pohjaveden purkautumispaikka, josta vedentulo saattaa olla varsin voimakasta. Tällöin harjualueen pohjevesiesiintymässä virtaus-suunta muuttuu ja pohjavedenpinta laskee, jolloin siellä olevien kaivojen vedenantoisuus heikkenee.

Tunneleita rakennettaessa on suuri vaara, että sen vaikutusalueella olevat pohjavesikaivot kuivuvat.

Jos kaivojen lähettyillä tehdään cloperäisten tai koheesiomaakerrosten läpi pohjaantäyttöjä, saattaa tästä aiheutua kaivojen vedenantoisuuden huonontuminen.

3.72. MAAPERÄN SUOJAAVA VAIKUTUS

Suoja-alueiden rajoja ja niillä noudatettavia käyttörajoituksia määritettäessä otetaan huomioon maaperän pohjavettä suojaava vaikutus.

Alueen käyttörajoitukset lienevät, kun etäisyys vedenottamolta kasvaa tai kun pohjavedenpinnan yläpuolella olevan maakerroksen paksuus lisääntyy. Maan raekoon pienentyessä maaperän suojaava vaikutus kasvaa.

Bakteerien ja virusten suhteen antaa usein jo maan ohutkin pintakerros tehokkaan suojan. Jos pohjavedenpinnan yläpuolella oleva maakerros on yli 3 m paksuinen, niin esim. pellon lannoituksesta pohjavedelle aiheutuva vaara on jo vähäinen. Jos bakteriologinen likaantuminen on päässyt tapahtumaan esim. sorakuoppien yhteydessä, niin vaaditaan n. 2 kk virtausaika vettäjohtavassa kerroksessa, ennen kuin likaantunut pohjavesi puhdistuu. Orgaanisten yhdisteiden hajoaminen maaperässä tehostuu,

kun aerobinen bakteeritoiminta maan pintakerroksissa lisääntyy. Jos happea kuluttava orgaaninen lika-aine saavuttaa pohjaveden, hidastuu yhdisteiden hajoaminen voimakkaasti ja se muuttuu pohjaveden hapettomuuden vuoksi anaerobiseksi. Maaperän suodattava vaikutus ja maahiukkasten adsorptio-kyky omalta osaltaan estävät orgaanisten jäteaineiden pääsyä pohjaveteen. Mitä lähempänä vedenottamo orgaanisia jäteaineita joutuu pohjaveteen, sitä suuremmassa vaarassa on ottamon pohjaveden puhtaus.

Epäorgaanisten myrkkyjen ja muiden aineiden suhteen on maaperän pohjavettä suojaava vaikutus tavallisesti vähäinen. Ionimuodossa olevat aineet kuitenkin adsorpoituvat maahiukkasiin. Pohjavedessä tapahtuu myös sitä suurempi laimeneminen, mitä pidemmästä virtausmatkasta on kysymys.

Kokeissa on todettu, että ydinräjäytysten yhteydessä syntyvät ja maahan laskeutuvat radioaktiiviset isotoopit kiinnittyvät maaperään joutumatta pohjaveteen. Kun maaperä huomattavasti hidastaa isotooppien kulkeutumista sen läpi, ennen kuin ne joutuvat pohjavedenottamolle, eh-tii radioaktiivisuus useiden isotooppien kohdalla jo laskea ratkaisevasti. Pohjavesillä on siten tärkeä merkitys vedenhankinnassa kriisitilanteissa, kun ydinsaaste yllättää.

3.73 SUOJAUSTOIMENPITEET 3.731 SUOJA-ALUEET

Jos on tarkoitus järjestää pohjavedenottamon suojaus, on maastotutki-

musten perusteella laadittava suoja-
aluesuunnitelma, jossa esitetään eri
vyöhykkeiden käyttörajoitukset. Taval-
lisesti muodostetaan kolme eri vyö-
hykettä: vedenottamoalue, lähisuoja-
vyöhyke ja kaukosuojavyöhyke.

Vedenottamon välitön ympäristö
muodostetaan vedenottamoalueeksi,
jonka tulisi ulottua kaivoista kaikkiin
suuntiin vähintään 10...20 m ja eri-
tyisesti pohjaveden tulovirtaussuun-
taan päin 30...50 m. Vedenottamo-
alue on tarkoin suojattava kaikelta li-
kaantumiselta ja vahingoittumiselta.
Alue on suojattava aitaamalla ja kyl-
vettävä nurmikoksi. Vedenottamoalu-
eelle pitää sopia kaikki kaivot lappo-
johtoineen sekä vedenkäsittelylaitos,
mutta vesilaitokseen kuulumattomia
rakenteita siellä ei sallita.

Vedenottamoaluetta ympäröi tavalli-
sesti lähisuojavyöhyke. Se tulee suo-
jata sellaiselta likaantumiselta, jota
kyseessä olevan maaperän puhdistus-
kyky ei täysin varmasti poista, ennen
kuin vesi on kaivossa. Lähisuojavyö-
hyke suojaa pohjavettä kaikelta bak-
teriologiselta saastumiselta. Alueella ei
yleensä sallita sellaista toimintaa, mikä
turmelee pieneliöitä ja bakteereja si-
sältävät, humuspitoiset pintakerrokset
sekä tiiviit tai hyvin puhdistavat suo-
jakerrokset. Pohjavedenpinnan ylim-
män tason yläpuolelle on jätettävä
koskemattomaksi vähintään 2...3 m
maakerros.

Lähisuojavyöhykkeen tulee ulottua
vesilaitoksesta pois päin etäisyydelle,
josta pohjavesi tarvitsee vähintään
50...60 vrk virratessaan maakerros-
ten kautta kaivoon. Tähän lasketaan

sekä vajoveden virtaus maanpinnalta
pohjaveteen että pohjaveden virtaus
vettäjohtavassa kerroksessa. On toi-
vottavaa, että vesilaitos voisi ostaa
omistukseensa myös lähisuojavyöhyk-
keen. Sen laajuus vedenottamolta lu-
kien vaihtelee 200...500 m.

Lähisuojavyöhykettä ympäröi taval-
lisesti kaukosuojavyöhyke, joka on
suojattava sellaiselta likaantumiselta,
mitä maaperän oma puhdistuskyky ei
pysty poistamaan. Ylimmän pohjave-
denpinnan yläpuolelle on jätettävä
koskemattomaksi vähintään 1 m maa-
kerros. Sen uloin raja ulottuu tavalli-
sesti valuma-alueen rajalle saakka. Jos
valuma-alue ulottuu yli 2 km etäisyy-
delle vedenottamosta, on usein tar-
koituksenmukaista jakaa kaukosuoja-
vyöhyke vielä kahteen osaan: vyöhy-
ke A, joka ulottuu noin 2 km veden-
ottamosta ja vyöhyke B, joka ulottuu
noin 2 km etäisyydeltä valuma-alueen
rajalle. Vyöhykkeelle B asetetaan täl-
löin lievemmat käyttörajoitukset kuin
vyöhykkeelle A.

Lähi- ja kaukosuojavyöhykkeille
määrättäviä käyttörajoituksia ei ole
mahdollisuutta tässä yhteydessä lähem-
min käsitellä.

3.732 ERAITA YKSITYISKOHTIA SUOJAUKSISTA

Mikäli tie leikkaa läpäiseviä maa-
kerroksia pohjavedenottamon valuma-
alueella, on tutkittava mahdollisuudet
tien siirtämiseksi kauemmaksi. Mikäli
tähän ei ole mahdollisuuksia, on syy-
tä tiivistää sivuojat sullotulla savi- tai
moreenikerroksella, suojatulla muovi-
kalvolla tms. siten, etteivät öljyt

pääsisi valumaan sivuojan pohjan läpi liikenneonnettomuuden tapahtuessa ja saastuttamaan pohjavettä.

Jos pohjavedenottamon suoja-alueella sijaitsee autokorjaamo, kyllästämö tms. laitos, on sen piha-alueelle rakennettava öljynkestävä asfaltti tai betoni, jolta sadevedet, öljyt yms. kerääntyvät tiiviiseen viemäriin.

Öljysäiliöt on suojattava esim. betonikammiolla siten, että säiliön vuo-

taessa öljy ei pääse valumaan maaperään.

Jos maata leikattaessa joudutaan puhkaisemaan tiivis, paineellisen pohjaveden purkautumista estävä kerros niin, että tästä aiheutuisi arvokkaan pohjavedenottamon vedenantoisuuden heikkeneminen, on tutkittava sellaisia vaihtoehtoisia ratkaisuja, joissa ei tarvitsisi tällaista maaleikkausta tehdä.

3.8 Pylväs- ym. erikoisperustukset

Erikoisperustuksella tarkoitetaan tässä perustusta, jonka mitoituksessa on määrävänä kuormituksena joko ulkoisten vaakavoimien aiheuttama momentti tai perustukseen vaikuttava ylösvetävä voima. Tällaisia perustuksia käytetään mm. voimajohtopylväissä, valaisinmastoissa, harustetuissa antennimastoissa, sähköistetyin rautatien ajojohtopylväissä, valaisinpylväissä, liikenneopasteiden kannatinrakenteissa sekä aitatolpissa.

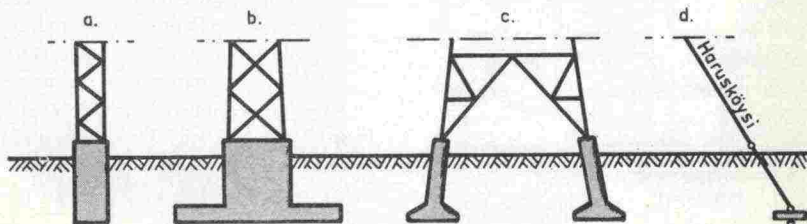
3.81 PERUSTAMISTAVAN VALINTA

Normaaleissa perustamisolosuhteissa voidaan maanpäällisen rakenteen

ja kuormituksen laadusta riippuen käyttää jotakin kuvassa 255 esitetyistä perustustyypeistä. Nämä voidaan toimintaperiaatteensa ja käyttötarkoituksensa mukaan määritellä seuraavasti.

a. *Suora massiivinen perustus.* Pystyssäpitävä momentti aiheutuu pääasiassa perustuksen ja maamassan välisestä sivupaineesta. Tämä perustus soveltuu parhaiten käytettäväksi, kun siihen vaikuttava kaatava momentti on pieni: $M = 0 \dots 20$ tm ja kun perustus voidaan valaa suoraan kuoppaan ilman erillistä laudoitusta.

b. *Massiivinen anturallinen perustus.* Pystyssäpitävä momentti aiheu-



Kuva 255:
Yleisimmin käytetyt perustustyytit.

tuu pääasiassa perustuksen pohjapaineesta. Sitä käytetään paikoissa, joissa suoran perustuksen käyttö ei ole mahdollista suuren momentin ($M = 10 \dots 1\,000 \text{ tm}$) tai pienen sallitun perustamissyvyyden takia (esim. perustettaessa saven kuivakuorikerroksen varaan). Momentin kasvaessa kasvaa kuitenkin perustuksen koko yleensä suhteettoman suureksi maanpäälliseen rakenteeseen verrattuna, joten suurien kaatavien voimien ollessa kyseessä olisi pyrittävä käyttämään perustustyyppiä c. Esimerkkinä suhteettoman suuresta anturallisesta perustuksesta voidaan mainita 15.0 tonnia painavan voimajohtopylvään perustus, jonka anturan koko on $9.5 \text{ m} \times 7.5 \text{ m}$ ja perustuksen betonimäärä 95 m^3 .

c. *Erilliset anturalliset perustukset.* Kaatava momentti aiheuttaa kuormituksen suunnasta riippuen osaan perustuksista puristavan ja osaan ylösvetävän voiman. Pystyssäpitävä momentti aiheutuu näin puristuspuolen perustusten pohjapaineesta ja veto- puolen perustusten päällä olevan maamassan painosta. Tämän perustustyyppin käyttö on suositeltavaa, kun perustukseen vaikuttaa suuri kaatava momentti ($M > 40 \text{ tm}$) ja kun yläpuolisen rakenteen leveys on riittävän suuri. Jos maanpäällinen rakenne on arka epätasaisille painumille tai siirtymille, on erillisiä perustuksia käytettäessä kiinnitettävä erityistä huomiota roudan ja epähomogeenisen maaperän aiheuttamien haittavaikutusten poistamiseen.

d. *Ankkurilaatta.* Tämä perustus pystyy ottamaan vastaan vain ylösvetävän voiman aiheuttaman kuormi-

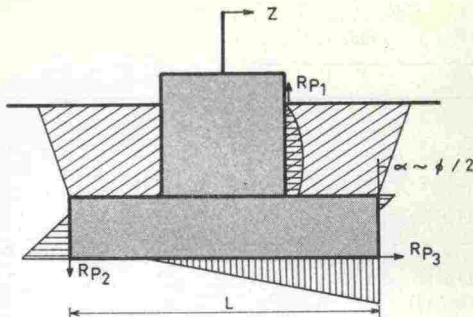
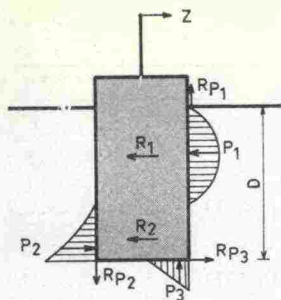
tuksen. Vastustavana voimana on laatan päällä olevan maamassan paino. Tätä tyyppiä käytetään harustettujen pylväiden harusankkureissa, joissa ankkurointivoima on yleensä $< 40 \text{ t}$.

Huonoissa perustamisolosuhteissa joudutaan em. perustuksia vahvistamaan paaluttamalla. Paalutusta käytetään ensi sijassa perustustyypeissä b ja c. Myös suorassa massiivisessa perustuksessa on kokeiltu paalutusta alueilla, joissa saven kuivakuorikerros on riittävän paksu ja vahva antamaan tarvittavan sivupaineen kaatumista vastaan. Perustuksen painumien estämiseksi on tällöin tarpeen paalutus (joskun vain yksi paalu). Ankkurilaatan paaluttaminen on tarpeen vain soilla. Pehmeässäkin maassa saadaan aikaan riittävä ankkurointivoima korvaamalla haruspalkin päälle tuleva maa täytemaalla.

3.82 PERUSTUSTEN MITOITUS

Massiivisia perustuksia mitoitettaessa on tutkittava perustuksen varmuus kaatumista vastaan, eikä sallittuja maapohjan jännityksiä saa ylittää. Kirjallisuudessa esitetyistä laskumenetelmistä osa perustuu teoreettisiin laskelmiin ja osa koetuloksiin. Teoriasa pylvään kaatumista vastustavat sivupaineesta aiheutuva momentti (M_v); pohjapaineesta aiheutuva momentti (M_p) ja perustuksen ja maan välisistä kitkavoimista aiheutuva momentti (M_r) (kuva 256). Varmuus kaatumista vastaan (F) saadaan tällöin kaavasta (144).

$$(144) F = \frac{M_v + M_p + M_r}{M_k}$$



R = kitkavoimat
 $P_1; P_2$ = sivupaine
 P_3 = pohjapaine

Kuva 256:

Jännitysjakautuma suorassa ja anturallisessa perustuksessa.

Kaatava momentti (M_k) lasketaan perustuksen kiertokeskuksen suhteen, jonka yleensä oletetaan olevan syvyydessä $\frac{2}{3} D$. Osamomenttien lausekkeet on johdettu niin, että kun vaadittu varmuus kaatumista vastaan on saavutettu, ei jännityksiä tarvitse tarkistaa erikseen. Käytännön laskuissa jätetään kitkavoimista aiheutuva momentti huomioonottamatta. Muiden osamomenttien lauseke on yleisessä muodossaan kaavan (145) mukainen.

$$(145) M_v + M_p = \frac{0.6 p_s B_1 D^m}{12} + W \left(\frac{L}{2} - \frac{2W}{3 B p_s F} \right)$$

p_s sallittu pystysuora pohjapaine (M_p -termissä on kysymys reunajännityksestä)
 B_1 perustuksen yläosan leveys
 B anturan leveys
 L anturan pituus
 W ulkoinen pystyvoima + perustuksen ja sen päällä olevan maa-

kartion paino. Kartion leviämiskulma (α) saadaan eri maalajeille taulukosta 22.

Syvyyden potenssi m vaihtelee eri maiden koetulosten perusteella 2... 3. Koska Suomessa ei ole tehty kokeita, on suositeltavaa käyttää täyte- maapenkereissä potenssia 2 ja harkinnan mukaan häiriintymättömässä maassa potenssia 3. Korkeissa penkereissä on otettava lisäksi huomioon penkereen kallistuksesta ja momentin suunnasta aiheutuva reduktiokerroin (β) (kuva 257).

Kaavassa (145) esiintyvät numeeriset kertoimet vaihtelevat eri laskumenetelmissä. Edellä esitetyt arvot ovat yleisimmin käytettyjä.

Suoraa massiivista perustusta laskettaessa jätetään kaavasta (145) jälkimmäinen termi usein pois, jos suhde $B/D \leq 0.65$. Jos perustuksen yläosa tehdään pyöreäksi, on leveyden arvo (B_1) $0.8 \times$ perustuksen hal-

Taulukko 22. Kaavoissa (145) ja (146) käytettyjen vakioiden arvoja erilaisille maalajeille. (*Suomessa tehdyissä kokeissa esiintynyt maalaji).

	θ (°)	C (kp/cm ²)	γ (t/m ³)	P s(kp/cm ²)	α °	s (t/m ²)	
Sora	34°	—	1,7	4	17°	D = 1,5 m 2,5 m	2,0 ... 2,5 4,0 ... 4,5
Hiekka	30°	—	1,7	3	15°	D = 1,5 m 2,5 m	1,5 ... 2,0 3,0 ... 3,5
Hietainen hiekka* (löyhä)	21°	0,05	1,6	2	10°	D = 1,5 m 2,5 m	0,7 ... 0,9 1,3 ... 1,5
Hiesu	12°	0,5	1,7	1	6°	D = 1,5 m 2,5 m	1,6 ... 1,9 1,6 ... 1,9
Savi	0°	0,3	1,6	0,5	0°	D = 1,5 m 2,5 m	1,0 ... 1,2 1,0 ... 1,2

Taulukko 23. Perustusten vakavuus (F) vahvavirtailmajobtojen varmuusmäärysten mukaan.

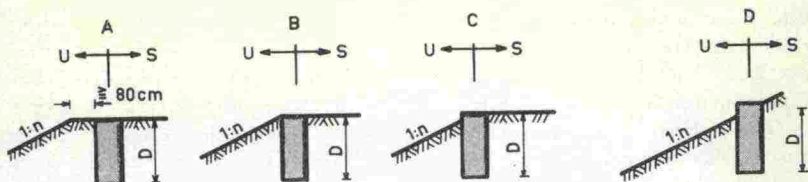
Pylvästyyppi	Kuormitus		
	Tavallinen	Harvinainen	Poikkeuksellinen
Yksijalustainen tai maahan upotettu pylväs ...	1,5	1,25	1,0
Kaksi- tai useampijalustainen pylväs sekä harusankkuri	1,8	1,5	1,2

kaisija. Varmuuskertoimen (F) suuruus riippuu kuormituksen laadusta ja muussa rakenteessa käytetystä varmuuskertoimesta. Suomalaisissa voimajohtonormeissa on esitetty taulukon 23 mukaiset varmuuskertoimet.

Erillisissä perustuksissa (tyyppi c) on määräävänä kuormituksena ylös-
vetävä voima. Puristava voima voi tulla määrääväksi vain erittäin heikoissa perustamisolosuhteissa. Puristava voima on yleensä keskeinen. Jos kuitenkin rakenne kasataan maahan ja nostetaan perustusten varassa pysyyn yhtenä kappaleena, saattavat pe-

rustuksen yläpäähän pystytyksen aikana vaikuttaa suuret vaakavoimat. Nämä voimat on otettava huomioon mitoituksessa, ellei perustusta väliaikaisesti tueta pystytyksen ajaksi.

Perustukselle sallitun ylös-
vetävän voiman laskemiseksi on käytettävissä useita laskumenetelmiä, joista yksityiskohtaisin ja tarkin perustuu laajaan kansainväliseen koesarjaan, johon sisältyvät mm. Suomessa haruspalkeilla (tyyppi d) tehdyt kokeet. Sallitun ylös-
vetävän voiman arvo riippuu näiden kokeiden mukaan ns. kriittillisestä syvyydestä eli perusta-



1:n	β_A	β_B	β_C		β_D	
	U & S	U & S	U	S	U	S
1:3	1	0.9	0.65	0.75	0.65	0.8
1:1.5	1	0.8	0.5	0.6	0.5	0.65
1:1	1	0.7	0.45	0.55	0.45	0.60

Kuva 257:

Korkeasta penkereestä aiheutuvat luiskakertoimet.

missyvyiden ja anturan tai laatan pienimmän sivumitan suhteesta. Jos tämä suhde on kovin suuri $\geq 6 \dots 8$, esiintyy murtuma maassa paikallisena, mutta jos suhde on pieni, nousee perustuksen mukana maakartio, ja murtuminen ulottuu näin maan pinnalle asti. Jälkimmäisessä tapauksessa, joka normaaleilla perustamissyvyyksillä on yleisempi, on sallitun ylösvetävän voiman (S) lauseke:

$$(146) S = \frac{W_b + W_e + UDs}{F}$$

W_b perustuksen paino

W_e perustuksen päällä olevan maamassan paino (leviämiskulma 0°)

U anturan (laatan) piiri

s vaihtelee syvyyden, koheesion, kitkakulman funktiona (arvot on raportissa (Biarez, Barrand) annettu käyrien muodossa.) Taulukossa 22 erälle yleisimmille maalajeille annetut s:n arvot on laskeettu näiden käyrien mukaan.

Kun mitoitetaan perustusta ylösvetävälle voimalle, varmuuskertoimen

suuruus riippuu paitsi kuormituksen laadusta ja muun rakenteen varmuudesta myös siitä, kuinka perustuksen siirtymät suhtautuvat jännitysten jakaantumiseen yläpuolisessa rakenteessa. Sallittuja siirtymiä ja kallistumia ei ole yleensä määrätty normeissa, joten niiden määrittely jää suunnittelijan oman harkinnan varaan. Sallittujen siirtymien suuruus riippuu yläpuolisen rakenteen jäykkyydestä. Esim. nelipaarteisessa vapaasti seisovassa pylväässä perustustyyppiä c käytettäessä jo $10 \dots 20$ mm siirtymä saattaa olla kriittinen. Joustavissa harustetuissa pylväissä (staatt. määrätty) ei edes puolen metrin siirtymä ole haitallinen. Yleisesti sallittu kulmakiertymän arvo (perustukset a ja b) on $1/100$. Tästä arvosta voidaan poiketa, jos yläpuolinen rakenne on helposti oikaistavissa, esim. kun pylväs on kiinnitetty ankkuripulteilla perustukseen.

Pylväsrakenteet sijaitsevat usein paikoissa, joissa perustuksen ympä-

rille muodostuu pysyvä lumipeite ja routimissyvytykset ovat näin pienempiä kuin teillä ja avoimilla pihoiilla. Routimisenousu aiheuttaa perustuksissa a ja b lähinnä rakenteen kallistumista, joka ei rakenteen lujuuden kannalta ole haitallinen. Perustustyyppissä c routimisenousu sensijaan saattaa aiheuttaa perustuksiin epätasaisia siirtymiä ja saattaa olla näin haitallinen yläpuoliselle rakenteelle. Alueilla, joissa perustettaessa saven kuiva-kuorikerroksen varaan joudutaan käyttämään pieniä perustamissyvyyksiä ($D = 1.0 \dots 1.2 \text{ m}$), on kokeiltu perustuksen suojaamista kevytsoralla. Toistaiseksi kokemukset tältä osin ovat vähäiset.

3.83 PERUSTUSTEN RAKENTAMINEN

Pylväasperustukset ovat yksityisinä työkohteina hyvin pieniä, mutta koska näitä kohteita on yleensä pitämällä matkalla tasaisin välein, on käytettyihin työmenetelmiin kiinnitettävä erityistä huomiota. Pylväasperustusten muotittamisesta ja valamisesta pylväspaikalla on eräissä tapauksissa luovuttu, sillä elementtiperustusten käyttö pilareissa (c) ja harusankku-reissa (d) on osoittautunut kannattavaksi (kuva 258). Näin on vältetty paikalla valun eräät suurimmat haitat: talvibetonoinnin hankaluus ja laadunvalvonnan vaikeus. Anturallisissa perustuksissa ei elementtien käyttö ole osoittautunut teknillisesti käyttökelpoiseksi vaihtoehdoksi. Pylväspaikalla valu on kuitenkin kannattavaa suorissa massiivisissa perustuk-

sisissa, jos niiden valu suoraan kuoppaan on mahdollista. Valua varten sopivan kuopan kaivamiseksi on ulko- mailla kehitetty maaporia, joilla pystytään poraamaan kuoppia, joiden halkaisija on 100 cm. Porien käyttö on kuitenkin Suomen olosuhteissa hankalaa kivikkoisen maaperän, routan ja vaikeiden kuljetusolosuhteiden takia. Rautateiden ajojohtopylväiden perustuksia on tehty menestyksellisesti siten, että kuoppa on kaivettu tavallisen kaivinkoneen kahmarikauhalla. Kaivun alkaessa on käytetty teräsmuottia, joka estää kuopan yläosan sortumasta ja muutenkin ohjaa pylväasperustuksen oikealle paikalleen.

Ulkomailla käytetään yleisesti teräksisiä elementtiperustuksia, jolloin perustusten kuljetus helpottuu. Tämän tyyppisiä perustuksia on kokeiltu myös Suomessa, mutta lähinnä teräksen korkean hinnan vuoksi ei niiden käyttö ole yleistynyt.



Kuva 258:
Voimajohtopylväissä käytettyjä elementtiperustuksia. Pilarin asennus käynnissä.

Lukua 3 koskevaa kirjallisuutta

- Alberts, C. Cementinjektering. Speciella förfaranden vid betongarbeten och injektering. Cement- och betonginstitutet, Stockholm 1966.
- BABS 1967. Svensk Byggnorm 67, Statens planverk. Stockholm 1967.
- Balduzzi, F. Bodenmechanik für den Strassenbau. II Nordiska konferensen om Cementbundna material och betongbeläggningar. Svenska Cementföreningen. Malmö 1967.
- Bergfelt, A. In Göteborgs Hafen gebräuliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandssicherheiten bei Ufereinfassungen. Der Bauingenieur 1955:9. Berlin 1955.
- Biarez, J. ja Y. Barraud. The use of soil mechanics methods for adapting tower foundations to soil condition. CIGRE-report 22 — 06, Paris 1968.
- Bjerrum, L. ja A. Sande. Ingeniørgeologi og damfotpreparering. Norges geotekniske institut, Oslo 1960.
- Bodenmechanik II, Spannungen im Boden — Setzungen — Standsicherheit. Ingenieurwissen 7, DK 624. 131, VDI-Verlag, Düsseldorf 1964.
- Brinton Carson A. 1965 Foundation construction, New York.
- Bygg, handbok för hus-, väg- och vattenbyggnad. Band I. Tredje upplagan. AB Byggmästarens Förlag, Stockholm 1959.
- Bygg IV, Väg- och vattenbyggnad. Tidskriften byggmästarens förlag, Stockholm 1949.
- Cambeftort, H. Injektion des sols I—II. ASCE, Journal of the Soil and Foundations Division, vol. 84 n:o SM 1, Febr. 1958.
- Casagrande, A. Role of the "Calculated Risk" in Earthwork and Foundation Engineering. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Volyme 91, July 1965.
- Davidenkoff, R. Deiche und Erddämme. Werner-Verlag, Düsseldorf 1964.
- Deutsches Verein von Gas- und Wasserfachmännern DVGW Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete. I Teil: Schutzgebiete für Grundwasser. Arbeitsblatt W 101 November 1961.
- Ekström, A. Grundförstärkningsarbeten, STF — TLI-kursverksamhet, kurs i vägbyggnadsteknik 9. — 11. 10. 1968, Stockholm 1968.
- Flaate, K. ja N. Rygg. Lettbetongavfall till vegfyllingar Norsk Vegetidsskrift 1964:3 12. 3. —64.
- Forsblad, L. Packning av jord- och stenfyllningar. Sundbyberg 1967.
- Grundbau-Taschenbuch. Band 1, 2. Auflage. Verlag von Wilhelm Ernst & sohn, Berlin, München 1966.
- Grundbau — Taschenbuch 1955 Berlin.
- Hailikari, T. Teiden ja rautateiden perustamismenetelmät. Pohjarakennuksen kurssi. RIY 1964.
- Hansbo, S. Consolidation of clay with reference of sand drains. SGI. Proc. 18. Stockholm 1960.
- Hedar, A. Stability of rock-fill breakwaters. Akademiförlaget — Gumperts, Göteborg 1960.
- Helenelund, K. V. Pohjarakennus ja maarakennusmekaniikka II. Teknillisen korkeakoulun moniste n:o 143, Helsinki 1957.
- Highway Research Board. Special Report 29. Landslides and Engineering Practice. NAS-NRC Publication 544, Washington, D. C. 1958.
- Himanen, V. ja S. Lohijoki. Tien parantamismahdollisuudet ja päätien parantaminen moottoritieksi. Tielehti n:o 1—2/68.
- Huhtanen, I. Pystyöjitus. Tutkinto-tehtävä Tekn. Korkeakoulussa 1957.
- Janbu, N. Strömning av vann gjennom jord. Den Norske Ingeniørförening, Kurs i fyllingsdammer 23.—26. mars 1960.
- Kankare, E. Teiden perustamisesta pehmeiköille ja vuodenaikojen vaihteluiden vaikutus käytettäviin menetelmiin. Insinöörijärjestöjen kou-

- lutuskeskus. Julkaisu 6 -65. Tien rakennustekniikka.
- Kankare, E. Tiepenkereiden perustamisesta kovaan pohjaan täyttää tai massanvaihtoa käyttäen. Tie- ja vesirakennushallinnon diplomi-insinöörien yhdistys. Vuosikirja 9. 1966.
- Kezdi, A. 1964 Bodenmechanik Band I, II Budapest.
- Kjærnsli, B. Prosjektering av fyllingsdammer. Den Norske Ingeniösförening, Kursavdelningen, Oslo 1960.
- Korhonen, K.-H. Liukumalla tapahtuvista vesiväylien sortumista ja niiden ehkäisemiseen käytetyistä menetelmistä. Maa- ja vesiteknillisiä tutkimuksia 10. K. F. Puromiehen Kirjapaino Oy, Helsinki 1962.
- Korhonen, K.-H. Pientalojen perustaminen, VTT:n tiedoitussarja III. Rakennus 106, Helsinki 1966.
- Koskivaara, P. Kevytsoorasta ja sen kantavuudesta tiepenkereessä. TKK:n diplomityö 1968.
- Lackner, E. 1950 Berechnung mehrfach gestützter Sprünswände, Berlin.
- Lax, C. Jordinjektering-förutsättningar och materialval. Rakennustekniikka 1967: 1.
- Lehtinen, E. Tutkimuksia kalkin soveltuvuudesta tienrakennukseen. Valtion teknillinen tutkimuslaitos. Tiedotus. Sarja III — Rakennus. 121. Helsinki 1968.
- Leonards, G. A. Foundation Engineering. McGraw-Hill Book Company, New York 1962.
- Lundström, R. Grundförhållanden och sättningskalkyler för storflygplats vid Skå — Edeby. Väg- och vattenbyggaren 1957: 3.
- Löwhagen, B. ja B. Bogren. Att bygga väg på dålig grund. Svenska vägföreningens tidskrift n:o 1/1960.
- Maa- ja vesirakentajan käsikirja. Maa- ja vesirakennusinsinöörien yhdistyksen vuosikirja "Maa ja vesirakentaja 5". K. F. Puromiehen Kirjapaino Oy, Helsinki 1963.
- Magens, C. Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Franzius Institut der T.H., Hannover 1958.
- Peräkylä, O. Pohjaveden suojaamisesta. Vesiposti-Upo 1967: 1.
- Pohjarakennuksen normit 1964. Rakennusinsinööriyhdistyksen julkaisu A 45.
- Post, G. ja P. Londe. Der Erdstaudambau. Bauunternehmung Sager & Woerner, München 1962.
- Rakennusinsinööriyhdistys. Pohjarakennuksen kurssi. RIY:n julkaisu, 1964.
- Rausti, U. Maaöljytuotteet vesistöjen ja maaperän pilaaajina. Maarakennus ja kuljetus 1964: 10.
- Reinius, E. The Stability of the Upstream Slope of Earth Dams. Statens kommitté för byggnadsforskning, Meddelanden Nr 12, Stockholm 1948.
- Riegel, H. Der Freileitungsbau. Springer-Verlag, Göttingen 1960.
- Ristola, P. Pohjaveden suojaaminen. Vesiposti 1965: 3.
- Robinson, W. J. ja L. H. Tuthill. Better concrete in slope paving by use of slipforms. Journal of the American Concrete Institute, Detroit 1955.
- Skydd för vattentäkter. Meddelande från Kungliga väg- och vattenbyggnadsstyrelsen Nr. VA 14—1964.
- Statens geotekniska institut. Djupdräneringsmetod. Redogörelse för statens geotekniska instituts verksamhet under åren 1944...48. Meddelande Nr 2.
- Suomen Arkkitehtiliitto. Rt-kortisto.
- Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Maa ja vesirakennus. Vammala 1968.
- Svenska gruvföreningen. Injektering i berg. Forskningsuppgift. Serie B, Nr 40 mars 1962.
- Süberkrüb, M. Mastgründungen für Freileitungen, Fahrleitungsanlagen und Bahnspeiseleitungen. Wilhelms Ernst & Sohn, Berlin 1958.

Szechy, K. 1965 Das Grundbau I—
II Wien.

Taivainen, O. A. Kokemuksia siirtymäkiilojen käytöstä rumpujen kohdalla. Tielehti 1968: 2.

Taivainen, O. A. Siirtymäkiilojen käyttökelpoisuudesta ja tarkoituksemukaisuudesta. Tvh:n dipl.ins. yhd. ry:n vuosikirja 1962: 7.

Taivainen, O. A. Tutkimus Leca-kevytsoran stabilisoinnista bitumilla 20.12.-66.

Terzaghi, K. ja R. B. Peck. 1948 Soil mechanics in engineering practice New York.

TVL: Valtionhallinnon maarakennusalan standardit, 1968.

Valtion Teknillisen Tutkimuslaitoksen aineenkoetusselostukset n:o A 1798/63 ja A 3714/67.

Vuorimiesyhdistys. Kaivossanasto, 1967.

Zetterholm, O. D. ja B.O. Pramborg. New method for computing bearing capacity of block foundations in transmission lines I and II. AIEE Transactions Aug. 1957 and Dec. 1958.

Zitscher, F. Möglichkeiten und Grenzen in der konstruktiven Anwendung von Asphaltbauweisen bei Küstenschutzwerken, Franzius Institut der T.H., Hannover 1957.

TEKIJÄT

Osan IV kirjoitustyön ovat tehneet:

1. GEOTEKNILLINEN TEORIA

Kankare, E. (1.1...1.4)
Korhonen, K-H. (1.5)
Björkstén, L. (1.6...1.7)
Weckström, L. (1.714)
Arhippainen, E. (1.8)
Valtakari, U. (1.9)

2. NORMINLUONTEISET SUOSITUKSET

Korhonen, K-H. (2.1)
Arhippainen, E. (2.2)
Juhola, M.O. (2.3)
Slunga, E. (2.41, 2.421)
Paavola, H. (2.422)
Hautala, P., Kolhinen, M. ja insinööritoimisto Viatek (Kokko, T.) (2.423)

3. PERUSTAMIS- JA POHJANVAHVISTUSMENETELMÄT

Insinööritoimisto Viatek (Haverinen, A.) (3.11...3.12)
Insinööritoimisto Kjessler & Mannerstråle Ab (Sahlberg, O.) (3.13)
Insinööritoimisto Maa ja Vesi Oy (Natukka, A.) (3.14)
Kankare, E. (3.15)
Insinööritoimisto Viatek (Haverinen, A.) (3.16)
Orama, R. (3.171)
Insinööritoimisto Viatek (Haverinen, A.) (3.172)
Jännes, E. (3.173)
TVH, siltaosasto (3.174)
Markkanen, P. (3.181)
Jännes, E. (3.182)
Kolhinen, M. (3.19)
Insinööritoimisto Maa ja Vesi Oy (Slunga, E.) (3.21)
Ahl, A. (3.22)
Insinööritoimisto Maa ja Vesi Oy (Slunga, E.) (3.23)
Korhonen, K-H. (3.3)
Valtakari, U. (3.4)
Juhola, M. (3.51...3.54 ja 3.551...3.553)
Solovjew, N. (3.554)
Orama, R. (3.56)
Juhola, M. (3.571)
Rissanen, P. (3.572)
Juhola, M. (3.573)
Insinööritoimisto Viatek (Haverinen, A.) (3.6)
Insinööritoimisto Maa ja Vesi Oy (Natukka, A.) (3.7)
Laine, J. (3.8)

Ohjekokoelman sisällön suunnitteluun ja jäsennointiin sekä kirjoittajien valintaan on eri työryhmien jäseninä osallistunut huomattava määrä tvl:n omaa henkilökuntaa sekä ulkopuolisia asiantuntijoita. Kirjoitusten tarkastaminen ja yhdenmukaistaminen sekä ohjekokoelman lopulliseen painoasuun saattaminen on tehty tvh:n maatumkimustoimiston toimesta.